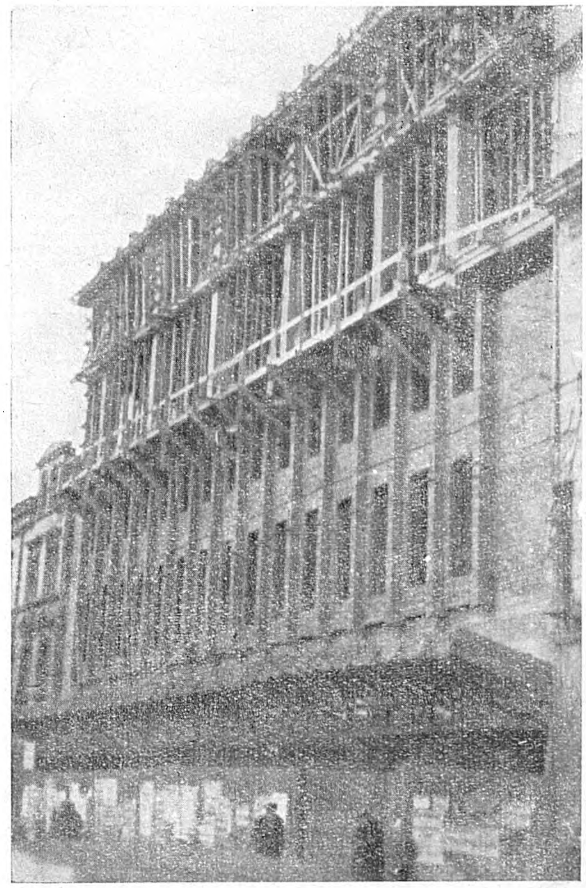
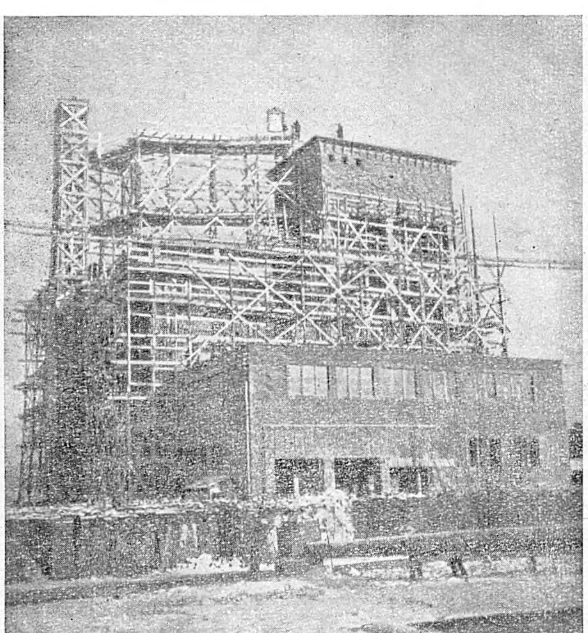
CZASOPISMO TECHNICZNE

MIESIĘCZNIK POŚWIĘCONY ZAGADNIENIOM TECHNIKI

Rok 61 Kraków, Marzec—Kwiecień 1948 Nr 3—4





CZASOPISMO TECHNICZNE

MIESIĘCZNIK POŚWIĘCONY ZAGADNIENIOM TECHNIKI

Rok 61 — Kraków, Marzec—Kwiecień 1948 — Nr. 3—4

Dr Inż. W. NOWACKI

PRZYCZYNEK DO ZAGADNIENIA JEDNOCZESNEGO ŚCISKANIA I DRGANIA PŁYTY PROSTOKĄTNEJ

A) Rozwiązanie ścisłe stateczności płyty prostokątnej tj. rozwiązanie zagadnienia brzegowego równania różniczkowego odkształconej płyty natrafia dla znacznej ilości wypadków na duże trudności natury matematycznej. Trudności te w dużym stopniu omija metoda energetyczna G. H. Bryana i S. Timoszenki oraz metoda prof. dra W. Wierzbickiego omówiona w pracy: „Przyczynek do zagadnienia stateczności płyty prostokątnej" — Inżynieria i Budownictwo 1946.

W wymienionej pracy przedstawiona jest możliwość wyzyskania myśli Vianella (wyznaczanie siły krytycznej pręta ściskanego sposobem wykreślnym przy pomocy wieloboku sznurowego) do wyboczenia płyty prostokątnej i to na drodze analitycznej.

Zaletą metody prof. Wierzbickiego jest prostota aparatu matematycznego, bowiem zagadnienie brzegowe równania różniczkowego sprowadza się do rozwiązania (dla kolejnych przybliżeń) równania różniczkowego cząstkowego niejednorodnego powierzchni odkształcenia płyty.

B) Celem niniejszych rozważań jest wykorzystanie metody prof. W. Wierzbickiego do zagadnienia jednoczesnego drgania i ściskania płyty prostokątnej, do zagadnienia, które znaleźć może praktyczne zastosowanie w konstrukcjach inżynierskich.

Rozważania ograniczymy do czterech charakterystycznych wypadków płyty prostokątnej.

Znane równanie różniczkowe odkształconej płyty prostokątnej drgającej poprzecznie (drgania swobodne) i ściskanej podłużnie w kierunku osi y siłami q równomiernie rozłożonymi na krawędziach $x=0$, $x=a$ brzmi:

$$N\Delta\Delta\overline{w}+q\frac{\partial^2\overline{w}}{\partial y^2}+\mu\frac{\partial^2\overline{w}}{\partial t^2}=0 \qquad (1)$$

W równaniu tym:

$N=\dfrac{Eh^3}{12\left(1-\dfrac{1}{m^2}\right)}$ — jest charakterystyką sztywności płyty na zginanie

E — modułem sprężystości

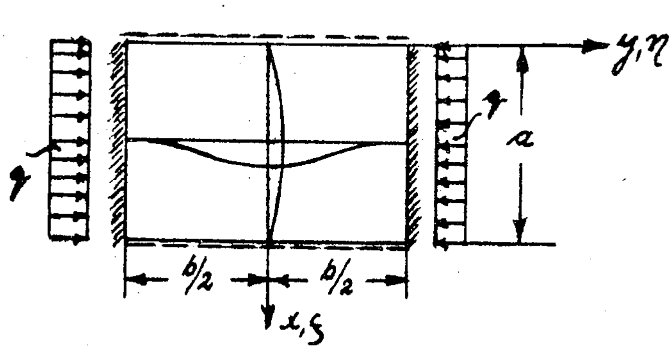
h — grubością płyty

m — liczbą Poissona $\left(\text{dla stali } m=\dfrac{10}{3}\right)$

$\overline{w}(x,y,t)$ — rzędną ugięcia płyty $\Delta\overline{w}=\dfrac{\partial^2\overline{w}}{\partial x^2}+\dfrac{\partial^2\overline{w}}{\partial y^2}$

γ — ciężarem właściwym, g — przyspieszeniem ziemskim: $\mu=\dfrac{\gamma h}{g}$.

I) Płyta w krawędziach $y=0$; $y=b$ utwierdzona zupełnie, w krawędziach $x=0$; $x=a$ swobodnie podparta.



Rys. 1.

Wprowadzając oznaczenia:

$$\eta=y/b \quad \zeta=x/b \quad b=\alpha a$$

i przy założeniu $w(x,y,t)=w(x,y)\sin\omega t$, gdzie ω jest częstotliwością drgań własnych płyty, do-

prowadzimy równanie (1) do postaci bezwymiarowej:

$$\Delta\Delta w(\zeta,\eta)+\varphi\pi^2\frac{\partial^2 w}{\partial\eta^2}-kw=0 \qquad (2)$$

gdzie:

$$\varphi\pi^2=\frac{qb^2}{N} \quad k=\frac{b^4\mu\omega^2}{N}.$$

Przy założeniu

$$w(\zeta,\eta)=Y(\eta)\sin\nu\zeta \quad \nu=\alpha\pi$$

spełniającym warunki brzegowe na krawędzi $x=0$ i $x=a$ przekształcamy równanie cząstkowe (2) na równanie różniczkowe zwyczajne:

$$\frac{d^4Y}{d\eta^4}-2\nu^2\frac{d^2Y}{d\eta^2}+\nu^4Y=-\pi^2\varphi\frac{d^2Y}{d\eta^2}+kY. \quad (2a)$$

Rozważmy najpierw oddzielnie zagadnienie wyboczenia płyty i oddzielnie zagadnienie drgań własnych płyty.

a) Zagadnienie stateczności płyty:

$$k=0; \quad \varphi\neq 0.$$

Równanie (2a) napiszemy w postaci:

$$Y^{IV}-2\nu^2Y''+\nu^4Y=-\pi^2\varphi Y''$$

$$Y\left(\pm\frac{1}{2}\right)=0 \quad Y'\left(\pm\frac{1}{2}\right)=0. \qquad (2b)$$

Przyjmujemy jako pierwsze przybliżenie dla odkształconej płyty funkcję:

$$Y_0=\frac{\delta}{2}(1+\cos\lambda\eta) \quad \lambda=2\pi$$

δ — ugięcie w punkcie $\zeta=\frac{1}{2\alpha}$, $\eta=0$.

Funkcja Y_0 spełnia warunki brzegowe zadania, nie spełnia jednak równania różniczkowego (2a). Wielkość: $Y_0''=-\frac{\delta}{2}\lambda^2\cos\lambda\eta$ wstawiamy w miejsce Y'' po prawej stronie równania (2b). Człon $-\pi^2\varphi Y_0''$ traktujemy jako obciążenie płyty.

W ten sposób zagadnienie brzegowe równania różniczkowego (2b) sprowadzamy do rozwiązania równania różniczkowego niejednorodnego:

$$Y^{IV}-2\nu^2Y''+\nu^4Y=\frac{\delta}{2}\lambda^2\pi^2\varphi\cos\lambda\eta. \quad (2c)$$

Całką ogólną równania różniczkowego (2c) będzie:

$$Y=\frac{\varphi\pi^2\lambda^2}{2}\delta\cos\lambda\eta+U_1\operatorname{Cos}\nu\eta+U_2\nu\eta\operatorname{Sin}\nu\eta+$$
$$+U_3\operatorname{Sin}\nu\eta+U_4\nu\eta\operatorname{Cos}\nu\eta.$$

Ze względu na symetryczną postać odkształconej (co zakładamy dla wartości $0<\alpha<\sqrt{3}$): $U_3=U_4=0$.

Z warunków brzegowych $Y(\frac{1}{2})=0$, $Y'(\frac{1}{2})=0$ znajdziemy:

$$U_1=\frac{\varphi\pi^2\lambda^2}{2(\lambda^2+\nu^2)^2}F(\nu/2)$$

$$U_2=-U_1\frac{\operatorname{Sin}\nu/2}{\operatorname{Sin}\nu/2+\nu/2\operatorname{Cos}\nu/2}$$

gdzie:

$$F(\nu/2)=\frac{\operatorname{Sin}\nu/2+\nu/2\operatorname{Cos}\nu/2}{\operatorname{Cos}\nu/2\operatorname{Sin}\nu/2+\nu/2}$$

Dla środka płyty otrzymamy wartość

$$Y(0)=\frac{\varphi\pi^2\lambda^2\delta}{2}+U_1.$$

Przyrównując wartości rzędnych $Y_0(0)$ i $Y(0)$ dochodzimy do pierwszego przybliżenia dla parametru φ:

$$\varphi=\frac{2(\lambda^2+\nu^2)^2}{\pi^2\lambda^2[\lambda+F(\nu/2)]} \qquad (3a)$$

albo przy $\lambda=2\pi$, $\nu=\pi\alpha$

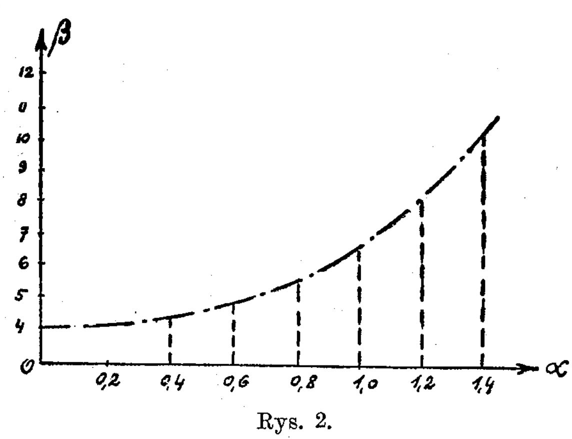
$$q=\frac{N\pi^2}{2b^2}\,\frac{(4+\alpha^2)^2}{1+F\left(\frac{\pi\alpha}{2}\right)} \qquad (3b)$$

Rys. 1 daje zależność między φ i α; a tabela porównanie wartości uzyskanych metodą ścisłą (Fr. Schleicher) [1]) i metodą prof. W. Wierzbickiego.

$$q=\frac{N\pi^2}{b^2}\cdot\beta$$

α	Rozw. ścisłe β	Rozw. przybliż. β
0,4	4,339	4,340
0,6	4,817	4,818
0,8	5,586	5,592
1,0	6,743	6,7585
1,2	8,3173	8,446
1,4	10,6898	10,811
1,6	13,6800	14,013

Dla $\alpha\to 0$, $\alpha\to\infty$, $q\to\frac{4N\pi^2}{b^2}$.



Rys. 2.

Uderza dokładność pierwszego przybliżenia. Największe odchylenie nie przekracza 3%. Dokładniejsze wyniki dla φ otrzymamy przez

1) Fr. Schleicher, Die Knickspannungen von eingespannten rechteckigen Platten, 1931.

porównanie średnich wartości Y i Y_0 z równania:

$$\int_0^{1/2} Y d\eta = \int_0^{1/2} Y_0 d\eta$$

$$\varphi = \frac{\alpha\pi}{16}(4+\alpha^2)^2 \cdot \frac{\mathrm{Cos}\frac{\alpha\pi}{2}\mathrm{Sin}\frac{\alpha\pi}{2} + \frac{\alpha\pi}{2}}{\mathrm{Sin}^2\frac{\alpha\pi}{2}} \cdot \frac{N\pi^2}{b^2}. \qquad (3\,c)$$

Dla wartości $\alpha > \sqrt{3}$ płyta (jak wykazały badania Fr. Schleichera) wygnie się według dwóch, trzech itd. półfal. W tym wypadku najwygodniej przyjąć jako postać wyboczenia płyty w kierunku osi η funkcję:

$$Y_0 = \delta(\mathrm{Cos}\, p\eta + e\cos p\eta), \qquad (4)$$

gdzie: $e = \frac{\mathrm{Sin}\, p/2}{\sin p/2}$ a parametry p spełniają równanie:

$$\mathrm{Tg}\, p/2 + \mathrm{tg}\, p/2 = 0, \quad p_1 = 4{,}730, \quad p_2 = 7{,}853,$$
$$p_3 = 10{,}996, \quad p_4 = 14{,}137.$$

Funkcja (4) spełnia wszelkie warunki brzegowe zadania i przedstawia postać drgań własnych pręta obustronnie utwierdzonego o rozpiętości b. Wstawiając Y_0 z równania (4) do prawej strony równania (2b) uzyskać można na drodze już omówionej zależność między φ i α.

Związek ten zawierać będzie wszelkie postacie wyboczenia płyty w zależności od wielkości $p_1, p_2 \ldots$, według jednej, dwóch itd. półfal.

b) Zagadnienie drgań własnych płyty ($q = 0$).

Ograniczymy się tu do wyznaczenia pierwszej częstotliwości drgań. Równanie różniczkowe (2b) napiszemy w postaci:

$$Y^{IV} - 2\nu^2 Y'' + \nu^4 Y = kY_0 \qquad (2\,d)$$

gdzie: $Y_0 = \frac{\delta}{2}(1 + \cos\lambda\eta)$, $\lambda = 2\pi$.

Wielkość kY_0 traktujemy jako obciążenie płyty.

Rozwiązanie równania (2d) prowadzi do:

$$Y = \frac{k\delta}{2}\left[\frac{1}{\nu^4} + \frac{\cos\lambda\eta}{(\lambda^2+\nu^2)^2}\right] + U_1\,\mathrm{Cos}\,\nu\eta + U_2\nu\eta\,\mathrm{Sin}\,\nu\eta.$$

Z warunków brzegowych $Y(\frac{1}{2}) = 0$, $Y'(\frac{1}{2}) = 0$ uzyskamy stałe całkowania:

$$U_1 = \frac{k\delta}{2}\left[\frac{1}{(\lambda^2+\nu^2)^2} - \frac{1}{\nu^4}\right]F(\nu/2)$$

$$U_2 = -U_1 \frac{\mathrm{Sin}\,\nu/2}{\mathrm{Sin}\,\nu/2 + \nu/2\,\mathrm{Cos}\,\nu/2},$$

a z przyrównania $Y_0(0) \approx Y(0)$ wielkość parametru k:

$$k = \frac{2\nu^4(\lambda^2+\nu^2)^2}{\nu^4[1+F(\nu/2)] + (\lambda^2+\nu^2)^2[1-F(\nu/2)]}, \qquad (5\,a)$$

albo

$$\omega^2 = \frac{N\pi^4}{b^4\mu} \cdot \frac{2\alpha^4(4+\alpha^2)^2}{\alpha^4\left[1+F\left(\frac{\pi\alpha}{2}\right)\right] + (4+\alpha^2)^2\left[1-F\left(\frac{\pi\alpha}{2}\right)\right]}. \qquad (5\,b)$$

Dla $\alpha \to \infty$; $\alpha \to 0$ otrzymamy:

$$\omega^2 = \frac{N\pi^4}{b^4\mu} \cdot \frac{2\cdot 16}{2 + \frac{\pi^4}{24}} = \frac{N\pi^4}{b^4\mu}\cdot 5{,}282 \text{ zam. } \frac{N\pi^4}{b^4\mu}\cdot 5{,}139.$$

Dla wyższych częstotliwości należałoby przyjąć:

$$Y_0 = \delta(\mathrm{Cos}\,p\eta + e\cos p\eta).$$

c) Zagadnienie łączne. $q \neq 0$:

Napiszmy równanie (2a) w postaci):

$$Y^{IV} - 2\nu^2 Y'' + \nu^4 Y = kY - \pi^2\varphi Y''. \qquad (2\,a)$$

Prawą stronę równania traktujemy jako obciążenie, przy przyjęciu

$$Y_0 = \frac{\delta}{2}(1 + \cos\lambda\eta).$$

Rozwiązaniem równania (2a) będzie:

$$Y = \frac{\varphi\pi^2\lambda^2\delta}{2(\lambda^2+\nu^2)^2}\cos\lambda\eta + \frac{k\delta}{2}\left[\frac{1}{\nu^4} + \frac{1}{2(\lambda^2+\nu^2)^2}\cos\lambda\eta\right] +$$
$$+ U_1\,\mathrm{Cos}\,\nu\eta + U_2\nu\eta\,\mathrm{Sin}\,\nu\eta.$$

Z warunków brzegowych:

$$Y(\tfrac{1}{2}) = 0, \quad Y'(\tfrac{1}{2}) = 0$$

i z przyrównania $Y_0(0) \approx Y(0)$ otrzymamy następującą przybliżoną zależność między φ i k:

$$\frac{\lambda^2\varphi^2\pi^2}{2(\lambda^2+\nu^2)^2}[1+F(\nu/2)] +$$
$$+ \frac{k}{2\nu^4(\lambda^2+\nu^2)^2}[\nu^4(1+F(\nu/2)) + \qquad (6)$$
$$+ (\lambda^2+\nu^2)^2(1-F(\nu/2))] = 1.$$

Jeżeli przez φ_0 oznaczymy wielkość φ dla $k=0$ (równ. 3a) a przez k_0 wielkość k dla $\varphi = 0$ (równ. 5a), to równanie (6) da się przedstawić jako $k = k_0(1 - \varphi/\varphi_0)$ lub też:

$$\omega^2 = \omega_0^2(1 - q/q_0). \qquad (7)$$

Stwierdzamy zatem, że 1) częstotliwość drgań własnych płyty maleje ze wzrostem obciążenia q i dla $q \to q_0$ (krytyczna wartość obciążenia płyty dla $\omega = 0$!) maleje do zera; 2) dla sił rozciągających q natomiast częstotliwość wzrasta.

II) Płyta w krawędziach $x = 0$; $x = a$ utwierdzona zupełnie, w krawędziach $y = 0$, $y = b$ swobodnie podparta.

Przy założeniu: $w = Y\sin\nu\zeta$, $\nu = \pi\alpha$ równanie różniczkowe zadania

$$\Delta\Delta w(\zeta,\eta) = -\varphi\pi^2\frac{\partial^2 w}{\partial\zeta^2} + kw$$

przyjmie postać:

$$Y^{IV} - 2\nu^2 Y'' + \nu^4 Y = (\varphi\pi^2\nu^2 + k)Y.$$

Zakładając podobnie jak w wypadku I-szym

$$Y_0 = \frac{\delta}{2}(1+\cos\lambda\eta)$$

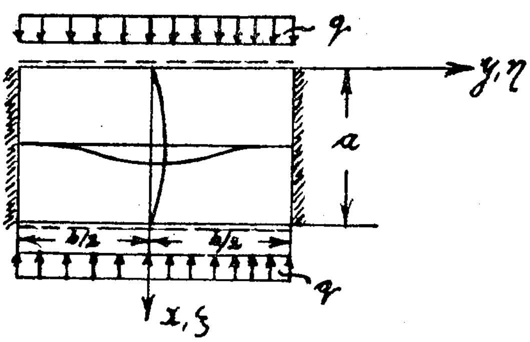
otrzymamy rozwiązanie równania:

$$Y^{IV} - 2\nu^2Y''+\nu^4Y = \frac{\delta}{2}(\varphi\pi^2\nu^2+k)(1+\cos\lambda\eta)$$

w następującej postaci:

$$Y = A\left[\frac{1}{\nu^4}+\frac{\cos\lambda\eta}{(\lambda^2+\nu^2)^2}\right] + U_1 \operatorname{Cos}\nu\eta + U_2\nu\eta \operatorname{Sin}\nu\eta$$

$$A = \frac{\delta}{2}(\varphi\nu^2\pi^2+k).$$



Rys. 3.

Z warunków brzegowych: $Y(\frac{1}{2})=0$, $Y'(\frac{1}{2})=0$ i z przyrównania $Y_0(0)\approx Y(0)$ otrzymamy zależność:

$$(\varphi\pi^2\nu^2+k)\frac{\nu^4[1+F(\nu/2)]+(\lambda^2+\nu^2)^2[1-F(\nu/2)]}{\nu^4(\lambda^2+\nu^2)^2} = 2, \qquad (8)$$

albo

$$k = k_0(1-\varphi/\varphi_0) \qquad (9)$$

gdzie:

φ_0 jest wartością φ ze wzoru (8) przy $k=0$

a k_0 „ „ k „ „ (8) „ $\varphi=0$.

III. Płyta dookoła swobodnie podparta.

Wychodząc z równania (2) i zakładając $w_0=\delta\sin\nu\zeta\sin\lambda\eta$, $\nu=n\pi\alpha$, $\lambda=m\pi$ traktujemy prawą stronę równania (10) jako obciążenie płyty

$$\Delta\Delta w(\zeta,\eta) = w_0\cdot k - \varphi\pi^2\frac{\partial^2 w_0}{\partial\eta^2} = \delta(k+\varphi\pi^2\lambda^2)\sin\lambda\eta\sin\nu\zeta. \qquad (10)$$

Rozwiązaniem równania (10) będzie:

$$w(\zeta,\eta)=\delta\frac{(k+\varphi\pi^2\lambda^2)}{(\lambda^2+\nu^2)^2}\sin\lambda\eta\sin\nu\zeta.$$

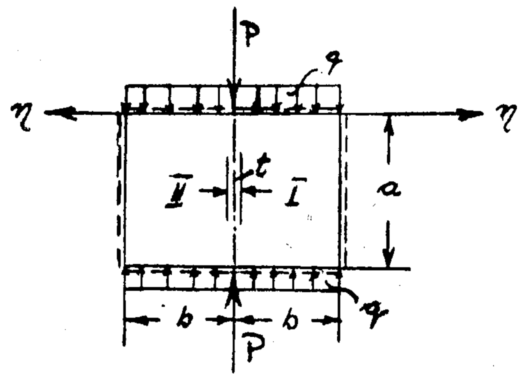
Przyrównując rzędne $w(\zeta,\eta)=w_0(\zeta,\eta)$ otrzymamy wynik ścisły [1]):

$$(k+\varphi\pi^2\lambda^2) = (\lambda^2+\nu^2)^2 \text{ albo } \omega^2=\omega_0^2(1-q/q_0) \qquad (11)$$

[1]) A. Nadai, Elastische Platten 1925, str. 165.

Przyjęta funkcja $w_0(\zeta,\eta)$ pokrywa się z rozwiązaniem zagadnienia brzegowego równania różniczkowego (2).

IV) Wyboczenie płyty dookoła swobodnie podpartej siłą skupioną *P* i obciążeniem *g*.



Rys. 4.

Równanie różniczkowe ugięcia płyty I (wzgl. II) brzmi przy założeniu $w=\sum_1^\infty a_nY\sin\nu\zeta$

$\nu=n\pi\alpha$

$$Y^{IV}-2\nu^2Y''+Y\nu^4=\varphi\pi^2\nu^2Y \qquad \varphi=\frac{qb^2}{N\pi^2}.$$

Przyjmując jedną półfalę w kierunku osi η

$$Y_0=\cos\lambda\eta \qquad \lambda=\pi/2 \qquad \eta=y/6$$

otrzymamy powierzchnię odkształcenia:

$$w=\sum_1^\infty\left(\frac{\varphi\pi^2\nu^2a_n}{(\nu^2+\lambda^2)^2}\cos\lambda\eta+V_1\operatorname{Cos}\nu\eta+V_2\operatorname{Sin}\nu\eta+ V_3\nu\eta\operatorname{Cos}\nu\eta+V_4\nu\eta\operatorname{Sin}\nu\eta\right)\sin\nu\zeta.$$

Z warunków brzegowych:

$Y(0)=a_n$ $\quad Y'(0)=0$ $\quad Y(1)=0$ $\quad Y''(1)=0$

znajdziemy stałe całkowania:

$$V_1=a_n\left[1-\frac{\varphi\pi^2\nu^2}{(\nu^2+\lambda^2)^2}\right]\qquad V_2=-V_3\qquad V_4=-\operatorname{Tg}\nu\cdot V_3$$

gdzie

$$\varphi_0=\frac{(\nu^2+\lambda^2)^2}{\pi^2\nu^2}$$

jest siłą krytyczną dla wypadku $P=0$.

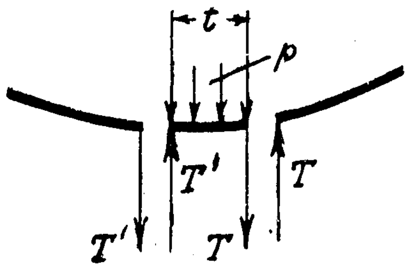
Siła tnąca w prostej $\eta=0$ daje:

$$T=-N\left(\frac{\partial^3 w}{\partial y^3}+\frac{\partial^3 w}{\partial x^2\partial\eta}\right).$$

Ponieważ $Y'(0)=0$, otrzymujemy ostatecznie:

$$T=-\frac{N}{b^3}\sum_1^\infty a_nY'''(0)\sin\nu\zeta$$

$$T=-\frac{2N}{b^3}\sum_1^\infty a_n\left(1-\frac{\varphi}{\varphi_0}\right)\frac{\nu^3\operatorname{Cos}^2\nu}{\operatorname{Sin}\nu\operatorname{Cos}\nu-\nu}\sin\nu\zeta.$$



Rys. 5.

Zrównoważenie paska płyty o szerokości t daje:

$$p - 2T = 0 .$$

Równanie różniczkowe wygięcia paska $t \, x \, a$:

$$EJ \frac{d^4 w}{dx^4} + P \frac{d^2 w}{dx^2} = p \text{ przy } w(0,\zeta) = \sum_1^\infty a_n \sin \nu\zeta$$

prowadzi do związku:

$$a_n \left[\frac{EJ}{b^4} \nu^4 - \frac{P\nu^2}{b^2} + \frac{2N}{b^3} \nu (1 - \varphi/\varphi_0) \frac{\operatorname{Cos}^2 \nu}{\operatorname{Cos} \nu \operatorname{Sin} \nu - \nu} \right] = 0$$

$$J = \frac{t \cdot h^3}{12} .$$

Jeśli $t \to 0$: $J \to 0$

$$P = \frac{4 N \nu}{b} \left(1 - \frac{\varphi}{\varphi_0}\right) \frac{\operatorname{Cos}^2 \nu}{\operatorname{Cos} \nu \operatorname{Sin} \nu - \nu} .$$

Z ostatniego związku odczytujemy, że między siłą krytyczną P a obciążeniem q zachodzi związek liniowy

$$P = P_0 \left(1 - \frac{q}{q_0}\right),$$

gdzie P_0 jest siłą krytyczną przy $q=0$, q_0 — siłą krytyczną dla $P=0$.

W wypadku, gdy $q=0$, wzór:

$$P_0 = \frac{4 N \nu}{b} \frac{\operatorname{Cos}^2 \nu}{\operatorname{Cos} \nu \operatorname{Sin} \nu - \nu}$$

pokrywa się z rozwiązaniem A. Sommerfelda [1]).

Dla $n=1$ $b \geqslant a$ $P_0 = \frac{4 N \pi}{a}$.

W zagadnieniu łączącym drgania i ściskania płyty, punktem wyjścia rozważań będzie równanie powierzchni odkształcenia

$$Y^{IV} - 2\nu^2 Y'' + Y\nu^4 = (\varphi \pi^2 \nu^2 + k) Y .$$

Po przeprowadzeniu analogicznych działań jak dla wypadku ściskania bez udziału drgań znajdziemy ostatecznie:

$$\frac{\varphi \pi^2 \nu^2}{(\nu^2 + \lambda^2)^2} + \frac{k}{(\nu^2 + \lambda^2)^2} = 1 - \frac{P}{P_0} . \qquad \text{(a)}$$

Oznaczając przez

$$\overline{\varphi}_0 = \left(1 - \frac{P}{P_0}\right) \frac{(\nu^2 + \lambda^2)^2}{\pi^2 \nu^2}$$

wielkość obciążenia krytycznego $\frac{q b^2}{N \pi^2}$ dla $k=0$,

a przez

$$\overline{k}_0 = \left(1 - \frac{P}{P_0}\right) (\nu^2 + \lambda^2)^2$$

wielkość $\frac{\omega^2 b^4 \mu}{N}$ dla $q=0$ napiszemy związek (a) w postaci

$$\omega^2 = \overline{\omega}_0^2 \left(1 - \frac{q}{q_0}\right).$$

Zauważmy jeszcze, że dla $q=0$ i $b \to \infty$

$$\omega^2 = \omega_{0,\infty}^2 \left(1 - \frac{P}{P_0}\right),$$

gdzie $\omega_{0,\infty}$ jest częstotliwością drgań własnych płyty nieskończenie długiej przy stanie $P=0$, czyli

$$\omega_{0,\infty}^2 = \frac{N \pi^4 n^4}{\mu a^4} .$$

Powyższe przykłady pozwalają ocenić korzyści stosowania metody prof. W. Wierzbickiego do zagadnień jednoczesnego drgania i ściskania płyty. Pierwsze przybliżenie daje wyniki dostatecznie dokładne dla celów praktycznych. Dokładność pierwszego przybliżenia ocenić można drugim, trzecim... przybliżeniem. Polega ono na wstawieniu otrzymanej funkcji Y do prawej strony równania (2a) i uzyskaniu nowego przybliżenia. Przyrównanie rzędnych kolejnych przybliżeń: $Y_{n-1} \approx Y_n$ lub całek

$$\int Y_{n-1} \, d\eta \approx \int Y_n \, d\eta$$

daje wartość kolejnych parametrów φ_n, k_n. Wykonane dwa dalsze przybliżenia przypadku Ia wykazały doskonałą zbieżność ciągu parametru φ_0. Zadziwiającą jest zgodność wyniku ostatecznego we wszystkich czterech wypadkach, mianowicie związku:

$$\omega^2 = \omega_0^2 \left(1 - \frac{q}{q_0}\right).$$

Zależność ta wykryta dla pręta ściskanego i drgającego poprzecznie (pręta obustronnie swobodnie podpartego) przez L. Eulera zdaje się potwierdzać (dla wypadku III w sposób ścisły) dla rozmaitych utwierdzeń płyty w sposób przybliżony, podobnie jak to ma miejsce dla innych wypadków utwierdzeń pręta.

---

[1]) A. Sommerfeld, Z. Math. Physik 1906.

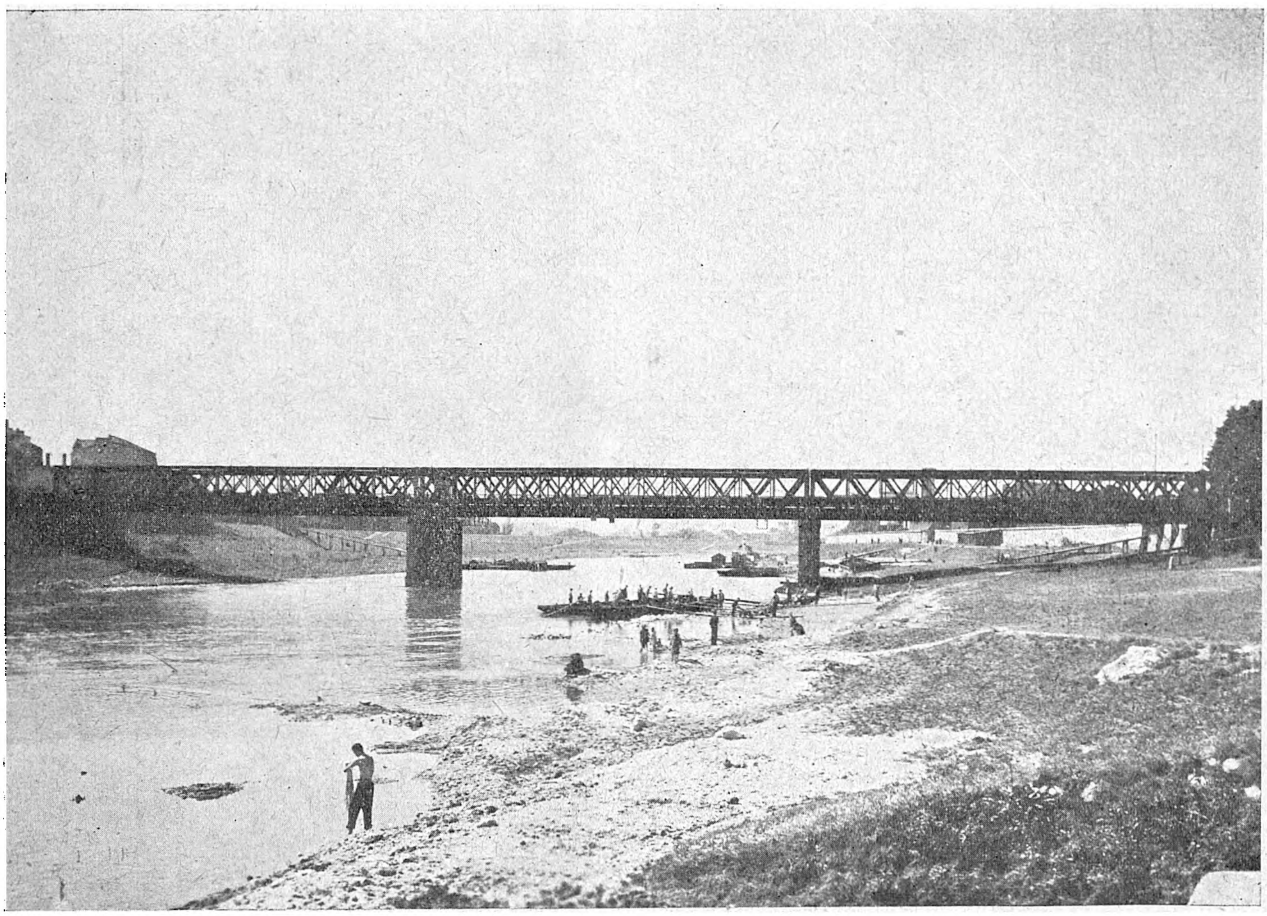
Inż. STANISŁAW SERAFIN

ZAŁOŻENIA PODSTAWOWE PROJEKTU MOSTU DĘBNICKIEGO NA WIŚLE W KRAKOWIE

(Studium)

Wstęp

W roku 1945 zniszczony został przez Niemców w Krakowie most trójprzęsłowy, drogowy, tak zwany Dębnicki, przekraczający Wisłę ku nurtowi, tworzy wraz z dojazdem na most cypel wkraczający w teren zalewowy rzeki. Dwa filary szerokości a 2,40 m posadowione są na kesonach żelaznych w ile mioceńskim na głębokości ca 3,00 m.



Rys. 1.

opodal Wawelu u wylotu Alei 3-ch Wieszczów w km. 76,382.

Ustrój tego mostu stanowiła belka kratowa prosta, o pasach równoległych, rozpiętości teoretycznej 45,00 m wysokości 5,35 m. Osiowy roztęp dźwigarów kratowych wynosił 8,50 m. Pomost dołem, założony w poziomie, składał się z jezdni o szerokości 6,00 m, oraz dwu wewnętrznych chodników a 1,00 m (rys. 1). Most wsparty był na betonowych przyczółkach i filarach z okładziną kamienną. Przyczółek lewobrzeżny, od strony Krakowa, usytuowany jest w licu murów ochronnych, zabezpieczających miasto przed wysoką falą rzeki, natomiast przyczółek prawobrzeżny wysunięty z linii regulacyjnej wałów i murów o około 20,00 m

Łączna długość mostu wynosiła w świetle przyczółków 133,60 m.

Na tych samych podporach ułożony był takiej samej konstrukcji jednotorowy most kolejowy dawnej linii obwodowej nieużywany zresztą od 40 lat (około r. 1910 linia ta została przez władze austriackie zniesiona, a nasyp kolejowy biegnący trasą dzisiejszą Alei 3-ch Wieszczów usunięty). Nierozebrane przęsła tego mostu wykorzystane zostały na kilka lat przed wojną jako kładka dla pieszych przez co odciążono most drogowy pod względem ruchowym, poprawiając jego przelotność.

Rampa wjazdowa na most od strony Krakowa, od ulicy Zwierzynieckiej o długości około 65 m założona jest w uciążliwym dla

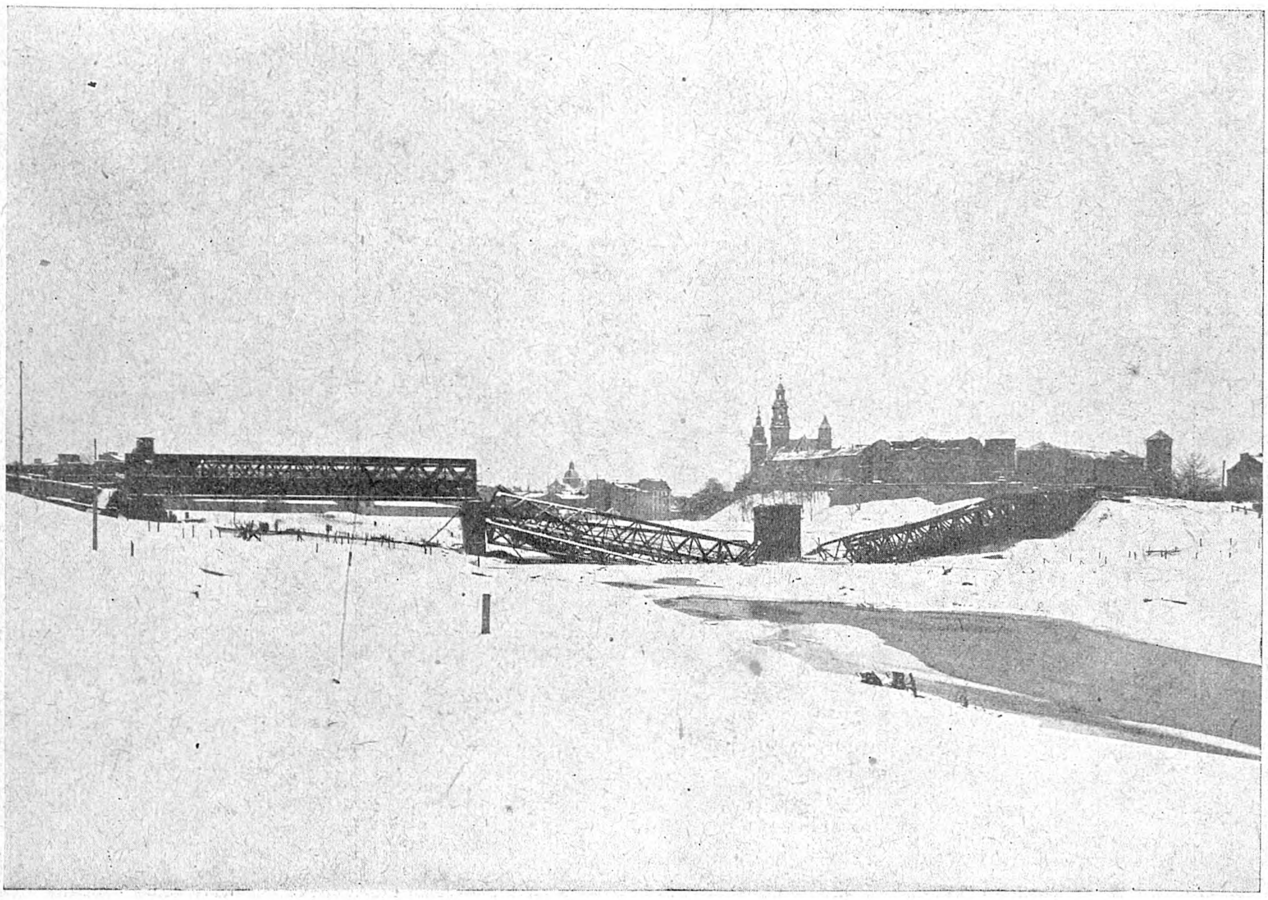
ruchu spadku średnio 4,5$^0/_0$ dochodzącym do 6,0$^0/_0$; rampa od strony Dębnik ku ulicy Madalińskiego w spadku około 2,0$^0/_0$.

Zniszczeniu uległy dwa przęsła zarówno drogowe jak i kolejowe, ponadto uszkodzony został filar od strony Dębnik (rys. 2). Pozostałe przęsło wraz z pobudowanym prowizorium ze stalowych belek dwuteowych wspartych na filarach i przyczółku od strony Dębnik, oraz na dodatkowych jarzmach drewnianych, służy obecnie komunikacji.

będą odpowiadały wymogom statyki, most, który będzie rozwiązywał chociażby najlepiej potrzeby komunikacji, który z użytkownego punktu widzenia będzie poprawny.

Przy opracowaniu projektu muszą być wzięte pod uwagę dwa związane ze sobą ściśle czynniki, użytkowy i estetyczny, winny zatem być uwzględnione następujące zasadnicze momenty:

komunikacyjny — wynikający z tego, że most jest obiektem miejskim, leżącym na szlaku dróg państwowych o intensywnym ruchu,



Rys. 2.

Ustrój mostu

Odbudowa mostu stałego o poprzednim ustroju tj. jako belki stalowej kratowej, o pomoście dołem, nie może być w ogóle brana pod uwagę. Most ten o przestarzałej konstrukcji szpecącej wybitnie krajobraz, nie odpowiada dzisiejszym wymogom i to zarówno ze względów komunikacyjnych jak i konstrukcyjnych a pod względem architektonicznym i urbanistycznym spotykał się już dawno z krytyką.

Odbudowa mostu Dębnickiego a raczej budowa nowego mostu jest zagadnieniem trudnym, wymagającym specjalnej uwagi i uwzględnienia licznych czynników i okoliczności.

W istniejących warunkach nie wystarczy zaprojektować most, którego ustrój i konstrukcja

architektoniczny - tj. sharmonizowanie obiektu z otoczeniem,

statyczny — co jest żądaniem czysto konstrukcyjnym.

Projektowany most leży na trasie wspólnego odcinka dróg państwowych: Warszawa—Zakopane i Katowice—Przemyśl przebiegających przez miasto i łączy w obrębie miasta zachodnią dzielnicę mieszkaniową z dzielnicami prawobrzeżnymi i projektowanym w dzielnicy Dębniki ośrodkiem administracyjno-społecznym.

Szerokość jezdni i chodników musi być taka, aby most mógł sprostać wzmożonemu ruchowi, który się przezeń odbywa, zaś rampa wjazdowa od ulicy Zwierzynieckiej powinna być złagodzona do spadku max 3,0$^0/_0$ a konstrukcja

musi odpowiadać obowiązującej dla mostów I kl. normy obciążeń.

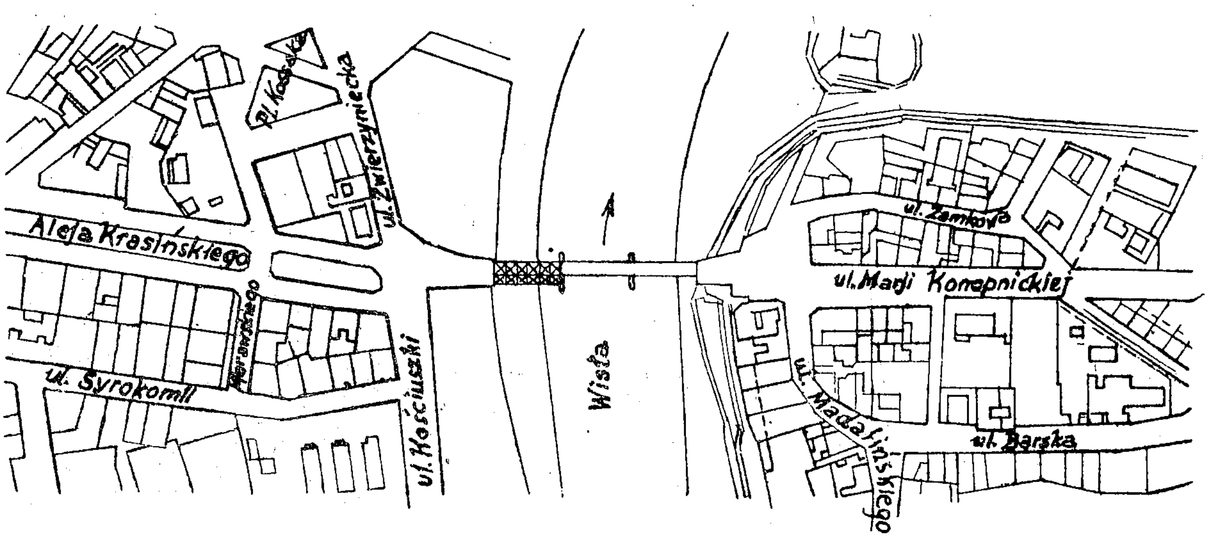
Most będący elementem przestrzennym krajobrazu, musi być weń wkomponowany, jego konstrukcja, jego wyraz architektoniczny winny harmonizować ze wzgórzem Wawelu; jego forma plastyczna winna się włączyć w ramy budowli regulacyjnych i bulwarów Wisły, stanowiąc pożądany akcent w rozwiązaniu urbanistycznym najbliższego otoczenia.

Most położony w reprezentacyjnej dzielnicy miasta usytuowany jest w bezpośrednim sąsiedztwie wzgórza Wawelu na tle najpiękniejszego krajobrazu krakowskiego sięgającego aż po Bielany.

Przy projektowaniu mostu należy wziąć pod uwagę konieczność ochrony szczególnych wartości zabytkowych i krajobrazowych otoczenia.

Linia prosta pozioma nie harmonizuje ani z płynnym zakolem Wisły, ani z kopulastym wzgęrzem Wawelu przecinając go w sposób ostry. Wprowadzenie między dwa dojazdy, łagodnego łuku o profilu podłużnym mostu wydaje się bardziej dostosowane do sylwety wzgórza i krajobrazu.

Przy precyzowaniu założeń podstawowych projektu mostu muszą być rozpatrzone i zanalizowane zarówno wymogi komunikacyjne, hydrologiczne, konstrukcyjne, jak i urbanistyczne, architektoniczne a wreszcie finansowe. Przy bliższym zapoznaniu się z problemem, w miarę zagłębiania się w studium, okazuje się jak trudno jest pogodzić wszystkie te wymogi, jak istniejące warunki zacieśniają swobodę projektanta i w pewnym sensie narzucają rozwiązanie zadania.



Rys. 3.

Wawel posiada sylwetę, która bezwątpienia stanowi jedną z najpiękniejszych w Polsce. Ze względu na jej niezwykłe znaczenie jako zabytku kultury narodowej, winna ona być chroniona przed wprowadzeniem do niej nowych, niezgodnych z jej charakterem elementów. W danym wypadku nasuwa się konieczność zastosowania konstrukcji o niskiej wysokości ustrojowej, która by sylwetki tej nie zasłaniała, zatem mostu z jazdą górą.

Jedynie tylko most o pomoście górą może być brany pod uwagę, ponieważ tylko wtedy konstrukcja mostu nie będzie dysharmonizowała ze wzgórzem Wawelu, podkreślając raczej u podstawy jego majestat spokojną linią swej sylwety.

Most z jazdą górą jest najogólniejszym założeniem projektu.

Ukształtowanie profilu podłużnego wiąże się z formą plastyczną mostu, który w krajobrazie współdziała jako jego podstawa.

Płaski profil podłużny w rozważaniach plastyki sylwety w krajobrazie wydaje się elementem zbyt sztywnym.

Włączenie jezdni mostu do sieci komunikacyjnej ulic

W danych warunkach istnieją dwie możliwości rozwiązania zagadnienia skrzyżowania i włączenia jezdni mostu do istniejącej sieci komunikacyjnej ulic po obu brzegach rzeki, a wszczególności do ulicy Zwierzynieckiej i Alei 3-ch Wieszczów położonych na lewym brzegu rzeki: skrzyżowanie swobodne i skrzyżowanie w poziomie (rys. 3).

Pierwsze rozwiązanie „skrzyżowanie swobodne” ulicy Zwierzynieckiej i wjazdu na most, polega na zaprojektowaniu niwelety jezdni mostu, przy założeniu pomostu górą w takiej wysokości, która by zezwoliła na przekroczenie ulicy Zwierzynieckiej przy pomocy wiaduktu.

Spód konstrukcji wiaduktu winien się wznosić nad niweletą jezdni o 4,50 m.

Włączenie do Alei Krasińskiego nastąpiłoby przy pomocy przedłużenia rampy wjazdowej ułożonej wzdłuż zieleńca tej ulicy w odpowiednim spadku na przestrzeni od wiaduktu do ulicy Morawskiego, bocznej Krasińskiego,

względnie jeszcze dalej. Aby uniknąć zbyt wysokiego założenia niwelety jezdni wiaduktu a zatem i projektowanego mostu, należałoby jezdnię ulicy Zwierzynieckiej obniżyć o możliwie największy wymiar.

Obniżenie niwelety zabudowanej ulicy zależne jest od możliwości technicznych, z uwagi na właściwe rozwiązanie włączeń ulic bocznych, oraz poprawne usytuowanie chodników w stosunku do obniżonej jezdni, wysokości progów domów, itp. itp. Obniżenie to pociągałoby za sobą konieczność przełożenia wodociągu (główne doprowadzenie wody do miasta ułożone jest wzdłuż ulicy Kościuszki i Zwierzynieckiej), oraz płytko założonych kanałów.

Jak z tego widać omówione rozwiązanie jest bardzo kosztowne. Wykazuje ono ponadto szereg wad a w szczególności:

podwyższenie niwelety jezdni projektowanego mostu w stosunku do obecnej, co komplikuje włączenie rampy wjazdowej od strony Dębnik do ulicy Madalińskiego,

przesunięcie istniejącej rampy wjazdowej na most od strony Krakowa poza wiadukt w głąb Alei Krasińskiego, przy czym różnica wysokości niwelety wiaduktu i ulicy Krasińskiego wpływa przy żądanym spadku na wydłużenie rampy. Jest to w pewnym sensie restytucja na odcinku rampy wjazdowej nasypu kolejowego, o którym wspomniano powyżej,

wysokie przecięcie wzgórza Wawelu sylwetą mostu nie pożądane ze względów urbanistycznych. Chodzi bowiem o to właśnie, aby wzrokowe przecięcie wzgórza Wawelu nastąpiło możliwie nisko u podstawy,

przerwanie lewobrzeżnego pasa zieleni wprowadzonego w planach urbanistycznych do miasta w sposób ciągły na przestrzeni od klasztoru Norbertanek do Wawelu i dalej do ulicy Krakowskiej. Ten pas zieleni założony wzdłuż lewobrzeżnych bulwarów po wyburzeniu nielicznych domów południowej strony ulicy Kościuszki, zostaje w tym rozwiązaniu przerwany wiaduktem i nasypami między wiaduktem a lewobrzeżnym przyczółkiem mostu.

Tych i innych wad tej alternatywy nie rekompensuje duża zaleta, jaką jest niewątpliwie swobodne skrzyżowanie bardzo ruchliwej o dalekobieżnym ruchu arterii komunikacyjnej Alei 3-ch Wieszczów, z ważną dla zachodnich dzielnic miasta ulicą Zwierzyniecką i jej przedłużeniem ul. Kościuszki. Właściwego rozwiązania należy szukać zatem w alternatywie II-giej.

Drugie rozwiązanie „s k r z y ż o w a n i e w p o z i o m i e" polega na zaprojektowaniu niwelety jezdni mostu, w takiej wysokości, aby r a m p y w j a z d o w e były m o ż l i w i e n a j ł a g o d n i e j s z e.

Dzisiejszy stan rzeczy (rampa od ul. Zwierzynieckiej ułożona w spadku dochodzącym do 6,0%) nie jest ze względów ruchowych możliwy do utrzymania.

Tutaj od razu należy zaznaczyć duże trudności, na jakie to rozwiązanie przy założeniu pomostu górą napotyka między innymi wskutek tej okoliczności, że most Dębnicki jest najniżej założonym w stosunku do zwierciadła wody ze wszystkich mostów krakowskich.

Realizacja tej alternatywy wymaga:

a) podniesienia przyległych ulic, to jest równoległych do Wisły, ulicy Zwierzynieckiej i Kościuszki, oraz w przedłużeniu osi mostu Alei 3-ch Wieszczów,

b) obniżenie spodu konstrukcji projektowanego mostu w stosunku do spodu konstrukcji mostu dawnego o jaknajwiększy wymiar, a w każdym razie o minimum 80 cm,

c) założenia konstrukcji mostu ze spadkiem obustronnym od środka ku przyczółkom o takiej wartości, aby uzyskać na obu przyczółkach możliwie jaknajwiększe obniżenia niwelety jezdni w stosunku do stanu obecnego.

Można zastosować połączenie wymienionych czynników to jest częściowe podniesienie niwelet przyległych ulic i częściowe obniżenie spodu konstrukcji, a tym samym niwelety mostu.

Podniesienie niwelet przyległych ulic jest utrudnione z powodu ich zabudowania i niskiego założenia bram wejściowych oraz sklepów, zsypów piwnicznych itp. Musiałoby ono objąć duże powierzchnie jezdni i chodników a w ogóle wymiar, który tym b. kosztownym zabiegiem można osiągnąć jest niewystarczający i niewielki, nie przekracza bowiem 50 cm.

Złagodzenie ramp wjazdowych należy zatem poszukiwać raczej na innej drodze tj. rozwiązania szukać w niskim usytuowaniu konstrukcji mostowej i w zastosowaniu spadku podłużnego w moście, pożądanym zresztą ze względów przytoczonych powyżej przy omawianiu ustroju mostu.

U s t a l e n i e r z ę d n e j s p o d u k o n s t r u k c j i

Celem złagodzenia spadku omawianej rampy zachodzi zatem k o n i e c z n o ś ć n a j b a r d z i e j w y d a t n e g o o b n i ż e n i a n i w e l e t y p r o j e k t o w a n e g o m o s t u w środku rozpiętości, w porównaniu do stanu obecnego, co łącznie z zastosowaniem obustronnego odpowiedniego spadku podłużnego na moście (dzisiejsza niweleta założona jest w poziomie) doprowadzi do obniżenia jezdni na obu przyczółkach, a co zatem idzie, spowoduje złagodzenie spadku ramp wjazdowych.

N i s k i e z a ł o ż e n i e s p o d u k o n s t r u k c j i p r o j e k t o w a n e g o m o s t u warunkujące omawiane złagodzenie ramp wjazdowych, jest przede wszystkim w danych warunkach konieczne, aby w ogóle umożliwić z a s t o s o w a n i e u s t r o j u o p o m o ś c i e g ó r ą, to jest realizację ustalonego powyżej najogólniejszego założenia projektu.

Obniżenie rzędnej spodu konstrukcji projektowanego mostu w stosunku do stanu obecnego ograniczone jest jednak względami hydrologicznymi, oraz wysokością gabarytu statków przy najwyższym stanie żeglownym (rzędna 199,00).

Rozważany jako przykład rozwiązania zagadnienia ustrój, trójprzęsłowa belka Gerberowska wspornikowa, o rozpiętości ca 45+ +65+45 m z belką zawieszoną w przęśle środkowym, wymaga, wg przybliżonych obliczeń założenia spodu konstrukcji, ze względu na potrzebną wysokość konstrukcyjną w przęśle środkowym o 80 cm w przęsłach skrajnych o 160 cm niżej, od obecnej rzędnej. Jak się okazało były to równocześnie maksymalne wartości graniczne, które można było uzyskać po poddaniu bardzo szczegółowej rewizji warunków przepływu wód w profilu mostu Dębnickiego. Bez rewizji tych warunków i bez obniżenia spodu konstrukcji o wyżej podane wymiary nie mogło być mowy o zastosowaniu ustroju z jazdą górą. W ten sposób kwestia wysokości spodu konstrukcji stała się kluczową i rozstrzygającą dla projektu nowego mostu.

Ustalony w r. 1905 teoretyczny, maksymalny przepływ Wisły w Krakowie o objętości 3.300 m³/sek. oraz obliczony z przekroju i spadku odpowiadający mu absolutny, najwyższy stan zwierciadła wody, poddano rewizji w oparciu o dane statystyczne (stany i pomiary przepływów) z okresu 133 lat.

Ogólnie w świetle badań i dociekań można było stwierdzić, że w okresie tym (pierwsze obserwacje r. 1813) nastąpiło mimo wyższych maksymalnych objętości przepływów, spowodowanych dewastacją lasów, obniżenie maksymalnych stanów, spowodowane obniżeniem dna, które nastąpiło na skutek regulacji rzeki (przekopy i obwałowania) i poboru piasku. W okresie tym powodziowe przepływy wykazały swe maksimum około 2.250 m³/sek.

Ustalony na podstawie rachunku prawdopodobieństwa metodą analityczno-graficzną maksymalny przepływ i odpowiadający mu stan (krzywa prawdopodobieństwa stanów typu I Pearson'a) wynosi raz na 100 lat 2520 m³/sek. przy stanie 203,84, oraz raz na 200 lat 2920 m³/sek. przy stanie 204,14.

Są to zatem wartości niższe jak ustalona w r. 1905 objętość 3300 m³/sek.

Obliczenia powyższe nie uwzględniają wpływu zbiorników retencyjnych w dorzeczu Wisły, a w szczególności zbiornika retencyjnego na Sole w Porąbce, jak również dalszych projektowanych w Treśnie i Goczałkowicach. Budowa tych zbiorników, z przeznaczeniem części ich pojemności jako rezerw retencyjnych, mogłaby w znacznym stopniu zmniejszyć wysokość maksymalnego przepływu i stanu w Krakowie.

W konkluzji tych studiów i badań dopuszczono założenie spodu konstrukcji projektowanego mostu w przęśle środkowym na rzędnej 204,50, oraz w przęsłach skrajnych na rzędnej 203,70 (dotychczasowa 205,30). Wysokości te zapewnią dostateczne bezpieczeństwo przepływu wielkich wód, oraz warunki żeglugi. Przy przepływie stuletnim i dwustuletnim bez uwzględnienia wpływu zbiorników należy się spodziewać jeszcze wolnego światła przepływu 0,66 i 0,36 m.

Ustalenie światła mostu

Warunki przepływu wód w profilu mostu nie są korzystne. Ze względów hydrologicznych należy w profilu rzeki w osi projektowanego mostu wprowadzić pewne zmiany i korekty.

Prawobrzeżny przyczółek, wkraczający wraz z dojazdem na most w teren zalewowy rzeki na długości ca 20 m, zwęża profil przepływu tuż przed ostrym zakolem, odpychając strugę wody w stronę brzegu wklęsłego. Dla przepuszczenia wód katastrofalnych przyczółek ten należy wyburzyć i przesunąć do linii regulacyjnej ochronnych murów, a istniejący cypel (wał ziemny) znieść. Dla poprawienia warunków żeglugi i ułatwienia spławu na rzece, należy uszkodzony filar od strony Dębnik usunąć. Obecnie znajduje się on w nurcie rzeki bezpośrednio w sąsiedztwie ostrego łuku, stanowiąc przy niższych stanach wód poważną przeszkodę dla żeglugi, oraz holowania w górę rzeki pociągów galarów i berlinek. Filar ten, podmyty przez obniżenie dna, pęknięty na całej wysokości w następstwie eksplozji i pożaru gazociągu, obserwowany podczas pochodu lodów w marcu r. 1947, okazał się bardzo wrażliwy na uderzenia tafli lodowych, przekazując duże wstrząsy na konstrukcję prowizorium.

Ze względów hydrologicznych najkorzystniejszym byłoby zaprojektowanie mostu jednoprzęsłowego, o świetle między przyczółkami w przybliżeniu równym wymiarom światła murów ochronnych to jest 155,40. Okazuje się jednak, że jest to z uwagi na warunki fundowania niemożliwe.

Spośród rozważanych typów wieloprzęsłowych typ 5-cio przęsłowy jest niekorzystny z powodu zbyt małych otworów (przy uwzględnieniu podpór ca 29,00). Otwory te zwłaszcza wobec pobliża ostrego zakola okazują się bezwzględnie za małe z uwagi na potrzeby komunikacji na rzece.

Ponadto most 5-cio przęsłowy czyni wrażenie rekonstrukcji starego mostu, którego nie było, wreszcie przy zastosowaniu takiego mostu zachodzi konieczność budowy 4-ch nowych filarów. Typ 4-o przęsłowy, podobnie jak 2-u przęsłowy, wymaga pobudowania podpór w nurcie rzeki i nie daje żadnych wyraźnych korzyści przemawiających za jego zastosowaniem.

Typ 3 — przęsłowy, o symetrycznym podziale skrajnych przęseł, wydaje się z rozważanych najwłaściwszym. Rozstaw podpór 45,00+65,00+45,00 m wydaje się celowym. Przy takim układzie mogą być ewentualnie wykorzystane, nieuszkodzony przyczółek i filar od strony Krakowa. Widok boczny mostu o zwiększonym przęśle środkowym i dwóch mniejszych symetrycznych przęsłach skrajnych będzie czynił estetyczne wrażenie.

Alternatywa ta zapewnia swobodną komunikację na rzece, przy czym w wypadku wy-

korzystania 2-ch istniejących podpór stanowi najtańsze rozwiązanie.

Warunki fundacji

Dla ustalenia warunków fundacji i określenia dopuszczalnego maksymalnego obciążenia na grunt, oraz dla rozstrzygnięcia możliwości wykorzystania nieuszkodzonego przyczółka i filara lewobrzeżnego przeprowadzono badania gruntu, w profilu projektowanego mostu przez wykonanie szeregu wierceń w sąsiedztwie filarów i przyczółków.

Wywiercono 13 otworów o głębokości 15—20 m.

Na podstawie profilu naniesionego z tych wierceń, zbadania próbek wydobytego materiału, obserwacji wchodzącego w grę terenu i uwzględnienia odnośnej literatury geologicznej, można było zorientować się w uwarstwowieniu i skałach zalegających w najbliższym otoczeniu mostu Dębnickiego.

Powierzchnia jury na obszarze Krakowa, ze względu na dawną erozję, oraz czynniki tektoniczne, jest wybitnie nierówna, a w związku z tym zmienną jest miąższość osadów wyższych, zalegających na jurajskim podkładzie.

Lokalne zagłębienie powierzchni wapieni jurajskich, ukazujących się na powierzchni ziemi w odległości kilkuset metrów powyżej mostu, koło klasztoru Norbertanek, oraz poniżej mostu przy Wawelu, wypełnione jest osadem iłów trzeciorzędnych.

Iły te leżące „in situ" (nie są wtórnie przemieszczone) drobnopellityczne o stanie wyraźnie pół zwartym, plastyczne, nieprzesiąkliwe, nie wykazują warstwowań, ani przeławiceń osadami odmiennymi. Miąższość tych iłów nie została oznaczona, gdyż wiercenia nie przekraczają głębokości 20 m (skały jurajskie nie zostały osiągnięte żadnym z wierceń próbnych). Bezpośrednio na iłach leżą żwiry, a nad nimi piaski na ogół drobnoziarniste.

Wyniki badań na ściskanie przeprowadzone przez Stację badań gruntowych Zakładu Geologii U. J. w Krakowie, nie wykazały jednolitego charakteru próbek. Nie może być zatem mowy o jednolitym osiadaniu, stąd nie jest wskazanym zastosowanie jako ustroju mostu belek ciągłych, statycznie niewyznaczalnych, jak również fundowanie przy zastosowaniu sił skośnych (mosty łukowe). Najidealniejszym rozwiązaniem byłoby fundowanie filarów i przyczółków na zwykłych fundamentach płytowych, z zagłębieniem podstawy w ile mioceńskim przynajmniej na 2,00 m.

Warunki geologiczne ograniczają możliwości rozwiązań, sprowadzając je do zastosowania ustroju statycznie wyznaczalnego, ewent. belek ciągłych, przy zastosowaniu łożysk do regulowania.

W tym stanie rzeczy, w wypadku wykorzystania istniejących podpór, a w szczególności filara i przyczółka od strony Krakowa, dla budowy nowego mostu, wydaje się najwłaściwszym stworzyć dla nich takie warunki pracy, któreby były możliwie zbliżone do warunków, w jakich podpory te pracowały w dawnym moście. Z przeprowadzonego dla orientacji przybliżonego rachunku, przyjętych ciężarów i obciążeń, otrzymujemy nacisk na grunt pod istniejącym filarem:

1. przy dawnym moście drogowym i kolejowym 4,10 kg/cm^2,
2. przy nowym moście stalowym I klasy 4,30 kg/cm^2,
3. przy nowym moście żel.-betonowym I kl. 7,40 kg/cm^2.

Z powyższego zestawienia widać, że zastosowanie wariantu żel.-betowego podnosi nacisk na grunt pod filarem o około 85$^0/_0$. Zastosowanie jako materiału stali, a może stali S 52 pozwoliłoby wykorzystać istniejące i znajdujące się w dobrym stanie filar i przyczółek od strony Krakowa, ewentualnie po poddaniu tych podpór pewnym zabiegom (wzmocnienie gruntu, poszerzenie fundamentu itp.).

Wnioski końcowe

Na podstawie powyższych wywodów można zestawić i określić założenia podstawowe projektu mostu jak poniżej:

1. Zaprojektowany most będzie mostem z jazdą górą, trójprzęsłowy, o osi założonej w ścisłym nawiązaniu do istniejących podpór, przy czym przęsła skrajne, równe, wynosić będą około 45,00 m, przęsło środkowe 65,00 m światła.

2. Niweleta projektowanego mostu winna być ułożona możliwie najniżej przy czym rzędna spodu konstrukcji, określona względami wodnymi, nie może zejść w środku mostu przynajmniej na długości 20,00 m poniżej koty 204,50 a na pozostałej długości mostu poniżej koty 203,70.

Spadek podłużny na moście utrzymany w granicach określonych przepisami winien być odpowiednio dobrany z uwagi na plastykę sylwety mostu.

3. Szerokość mostu ma wynosić: jezdnia 12,00 m + 2 chodniki po 2,25 m + 2 przyległe pasma rowerowe po 1,30 m.

4. Z istniejących podpór przyczółek, oraz filar prawobrzeżny mają być usunięte, natomiast filar i przyczółek lewobrzeżny mogą być zachowane i wykorzystane dla nowoprojektowanego mostu. Istniejący przy przyczółku prawobrzeżnym wał ziemny (cypel), który wchodzi w teren zalewowy, ograniczony murami ochronnymi, ma być usunięty a przyczółek pobudowany w licu bulwaru.

5. Ustrój mostu winien być statycznie wyznaczalny, zapewniający przeniesienie obciążenia na grunt w postaci pionowych oddziaływań, przy którym nierównomierne osiadanie podpór nie powoduje dodatkowych naprężeń.

6. Dopuszczalny nacisk na grunt pod istniejącymi podporami, gdzie grunt uległ już dostatecznej kompresji wynosi 4,5 kg/cm^2 a pod fundamentami nowo budowanych podpór 3,5 kg/cm^2, z tym, że zagłębienia podstawy

fundamentu w ile mioceńskim wyniesie co camniej 2,00 m. Przy głębszym posadowieniu nacisk na grunt może być odpowiednio zwiększony.

7. Skrzyżowanie lewobrzeżnego dojazdu na most z ul. Zwierzynieckiej ma być założone w jednym poziomie. Rzędna osi ul. Zwierzynieckiej wynosi 203,60. Istnieje w razie potrzeby możliwość podniesienia niwelety ulicy Zwierzynieckiej w granicach do 50 cm. Spadek podłużny ramp dojazdowych po obu stronach mostu nie może przekraczać wartości 3,2%.

W danych warunkach i dla tak określonych założeń podstawowych, najwłaściwszym wydaje się przy wykorzystaniu istniejących podpór zastosować jako ustrój mostu dźwigar stalowy, pełno ścienny, spawany, trójprzęsłowy ze wspornikami i belką zawieszoną w przęśle środkowym z możliwie jak najszerszym zastosowaniem żel.-betu w części przejazdowej (chodniki jako żel.-bet. płyta wspornikowa, podłoże jezdni).

Ustrój ten uwzględniając właściwe rozwiązanie plastyczne, zapewnia swobodną żeglugę i spław na rzece przy czym przez użycie stali umożliwia wykorzystanie dwóch istniejących podpór, stanowiąc dzięki temu najtańsze z możliwych do realizacji bez większych trudności technicznych rozwiązanie zagadnienia.

Prof. Dr WACŁAW OLSZAK — Inż. MACIEJ MISCHKE

BETONY NAPOWIETRZONE — BETONY KOLOIDALNE

Z doświadczeń amerykańskiej praktyki inżynierskiej lat ostatnich

Gdy zapytać inżynierów zza Oceanu, zajmujących się problemami betonu i żelbetu, jakie — ich zdaniem — jest najbardziej interesujące osiągnięcie w tej dziedzinie lat ostatnich, niewątpliwie większość z nich zgodnie odpowie: „Air-entrained concrete".

Co to jest „beton napowietrzony", jakie są jego — przypadkowe — początki, jaka jest rola jego w praktyce inżynierskiej, spróbujmy przedstawić w części pierwszej niniejszej notatki.

W jej części drugiej zajmiemy się pokrótce ostatnio wypróbowaną inowacją, znaną pod nazwą „prepacked concrete".

I. Beton napowietrzony

Na autostradach i drogach startowych lotnisk Stanów Zjednoczonych Ameryki Północnej stwierdzono bardzo szybkie niszczenie nawierzchni betonowych, którego przyczyn szukać należy w następujących czynnikach:

1. lokalne deformacje nawierzchni spowodowane pęcznieniem gruntu pod działaniem mrozu;
2. lokalne uszkodzenia krawędzi szwów dylatacyjnych, przeradzające się w zarodek niszczenia nawierzchni;
3. uszkodzenia bezpośrednie powierzchni betonu wywołane jego zamarzaniem i odmrażaniem;
4. korozja powierzchni betonu pod wpływem działania chlorku wapna lub sodu używanych do topienia lodu.

Wpływ tych czynników jest w Ameryce według prof. G. Magnel'a [1] [1]) o wiele większy aniżeli na kontynencie, co tłumaczy on:

a) szerokim zastosowaniem betonu lanego w miejsce używanego w Europie betonu plastycznego;

b) surowym klimatem amerykańskim.

Przypadek miał zwrócić uwagę na sposób zaradzenia złu i dać początek nowej technice, którą amerykańscy inżynierowie uważają za rewelację w dziedzinie technologii betonu.

Przypadek ten sprawił, że na pewnej autostradzie betonowej stwierdzono na jednym z odcinków budowy wyjątkowo dobre zachowanie się nawierzchni na bezpośrednie działanie mrozu (punkt 3 i 4). Szczegółowe poszukiwania za przyczyną tego zjawiska wykazały, że betony poszczególnych odcinków różniły się jedynie tylko pochodzeniem cementu. Cement odcinka o wyjątkowej odporności dostarczany był przez cementownię, w której miano w najbliższym czasie wymienić stare młyny, z powodu stwierdzonego przeciekania smarów z łożysk do wnętrza młyna. Badania laboratoryjne wykazały rzeczywiście pewną zawartość tłuszczu w cemencie.

To dało impuls do wykonania bardzo obszernych badań w celu ustalenia składu domieszek i ich wpływu na jakość betonu. Badania wykonane zostały m. i. przez: 1) Highway Research Board of the National Council Research [2], gdzie wykazano m. in. większą urabialność betonu z dodatkiem żywic i wpływ domieszek takich na wytrzymałość betonu; 2) American Society of Testing Materials [3] i [4], gdzie zbadano 64 cementy wykonane z domieszką od 0,007% do 0,123% „Vinsolu", śledząc m. in. wpływ przebiegu fabrykacji na własności cementu; 3) Central Concrete Laboratory of the U. S. Army Corps of Engineers [5], gdzie wyjaśniono wpływ rodzaju kruszywa i stosunku domieszek żywicznych na szereg własności zasadniczych betonu.

Badania te wykazały, że obecność w cemencie określonych ilości [1]) tłuszczów, węglo-

[1]) Cyfry ujęte w klamry [ ] odnoszą się do spisu literatury, zamieszczonego na końcu artykułu.

[1]) Optymalne ilości domieszek przedstawiają się następująco:

wodorów lub żywic organicznych prowadzi w konsekwencji do betonów o zawartości mikroskopijnych, równomiernie w nich rożdzielonych cząsteczek powietrznych. Na skutek tego zawartość powietrza w tego rodzaju betonach jest nieco większa, aniżeli w betonach potocznie stosowanych (większa niż 1%). Stąd wspomniana już nazwa „air-entrained concrete", co w języku polskim oddać by można nazwą „beton napowietrzony" (fr.: „béton aéré").

Beton napowietrzony wykazuje w stosunku do betonu normalnego: 1) większą odporność na bezpośrednie działania mrozu i 2) na działanie chlorku wapna lub sodu, używanych do topienia lodu; 3) większą urabialność, a zatem możność stosowania betonu o większym c/w; 4) nieco większą przyczepność do stali.

Dodatek napowietrzacza zmniejsza natomiast nieco wytrzymałość jego na ściskanie i zginanie: spadek wytrzymałości jest jednak znikomy i wyraża się redukcją 2 do 3% dla R_c oraz 3 do 4% dla R_g na każdy dalszy 1% zwiększonej zawartości powietrza, o ile ta w sumie nie przekracza 3 do 6%. Dopiero intensywniejsze napowietrzanie wywołuje znaczniejszą redukcję charakterystyk wytrzymałościowych [2]. Wydaje się jednak przy tym, że z uwagi na większą odporność betonu napowietrzonego na wpływy atmosferyczne opłaci się dopuścić spadek wytrzymałości nawet do 18%, przy jednoczesnej prefabrykacji betonu [1]).

American Society of Testing Materials zakwalifikowało do użytku praktycznego kilka fabrykatów spełniających wyżej podane warunki [6]. Są nimi: „Vinsol" — produkt żywiczny wyrabiany jako składnik nierozpuszczalny (Very INSOL-uble) smoły sosnowej — przez firmę Hercules Powder Co, Wilmington (Delaware). „Vinsol" dodawany jest w formie mączki, płatków, lub mydła otrzymanego przez traktowanie smoły sodą kaustyczną.

„Darex AEA" — sól rozpuszczalna z zawartością węglowodorów — wyrób Dewe & Almy Chemical Co, Cambridge (Massachusets). Używa się jej jako roztworu.

„Pozzolith" — mieszanina produktów przyspieszających wiązanie, chlorku wapna i puzzolany [7].

Wszystkie te domieszki wywołują wzbogacenie betonu w zawartość mikroskopijnych domieszek powietrza na podstawie procesu mechanicznego, dzięki ich znacznej lepkości.

Niemniej interesujące wyniki przyniosły doświadczenia w Central Concrete Laboratory of the U. S. Army Corps of Engineers [5]. Badano 4 gatunki cementów, z których każdy wykazywał inną zawartość napowietrzacza:

a) cement bez napowietrzacza;
b) cement z domieszką 0,03 płatków „Vinsolu";
c) cement z domieszką 0,01 zneutralizowanego „Vinsolu";
d) cement z domieszką 0,02 zneutralizowanego „Vinsolu".

Używano równoległe kruszywa naturalnego i sztucznego o średnicy maksymalnej ziarn $^3/_4$". Do doświadczeń stosowano stale tę samą ilość cementu, zmieniając wskaźnik w/c i stosunek piasku do żwiru. Wyniki doświadczeń dają się zebrać w kilku punktach:

1. Domieszka napowietrzacza wpływa na bardziej intensywny proces hydratacji, co uwidacznia się występowaniem mniejszej ilości wody zaczynowej na powierzchnięs twardniałego betonu.

2. Beton żwirowy oddaje na powierzchnię większą ilość wody zaczynowej niż beton tłuczniowy.

3. Żwir daje większą odporność na działanie mrozu aniżeli kruszywo sztuczne, pomimo że beton z kruszywa naturalnego wykazuje mniejszą zawartość powietrza (ok. 1%) od betonu tłuczniowego.

4. Pomimo że tłuczeń wymaga większego w/c aniżeli żwir, to jednak wytrzymałość betonu z obydwu gatunków kruszywa jest mniej więcej równa.

Wyniki te zgadzają się dobrze z innymi badaniami, natomiast zdaje się istnieć pewna rozbieżność zdań co do momentu, w którym należy dodawać napowietrzacza do cementu. Central Concrete Laboratory stwierdza, że działanie domieszki jest skuteczniejsze, o ile dochodzi ona do mieszanki nie przy produkcji, lecz dopiero w betoniarce [7].

Badania w tym kierunku [4] podjęte zostały na skutek obserwacji producentów „Vinsolu", którzy stwierdzili znaczne straty żywicy, gdy cement produkowano od razu z dodatkiem napowietrzacza. Okazało się, że „Vinsol", poddany przez dłuższy czas działaniu temperatury powyżej 120° C w młynach klinkierowych, ulatnia się. Jako środek zapobiegawczy należy zatem stosować sztuczne chłodzenie klinkieru po wyjściu z młyna. Tymczasem techniczna prasa francuska z ostatnich miesięcy [6] podaje, że według ogólnie przyjętej praktyki w Stanach Zjednoczonych dodawanie domieszek odbywa się przed mieleniem, co zapewnia dokładniejsze wymieszanie napowietrzacza z cementem, a co zatem idzie również i bardziej równomierny rozdział cząsteczek powietrza w masie betonu. Sądzić by można zatem, że warunek sztucznego chłodzenia przemielonego klinkieru jest już powszechnie w praktyce stosowany.

Wprowadzenie betonu napowietrzonego otwiera nowe problemy technologiczne i to zarówno na budowie jak i przy produkcji, a nawet przy transporcie betonu (por. niżej). Pod-

---

oleje mineralne	0,04—0,06%
tłuszcze zwierzęce.....	0,01—0,03%
żywica sosnowa	0,02—0,03%

przy czym dodatek napowietrzacza nie ma wpływu na pęcznienie betonu w wodzie, ale zawartość tłuszczów zwierzęcych zwiększa znacznie wielkość skurczu, [12] i [13].

[1]) Wykorzystać można przy tym fakt, że dzięki większej urabialności betonu napowietrzonego można w nim znacznie zredukować zawartość piasku i wody.

kreślić przy tym należy, że beton napowietrzony nie ma nic wspólnego ze zanymi już dawniej betonami porowatymi i gazowymi, których ciężar objętościowy schodzi poniżej 1, a które otrzymuje się przez domieszki chemiczne.

Dla zamknięcia całości należy przypomnieć, że już w r. 1940 — z okazji budowy autostrady Kolonia Wuppertal — R. Grün i K. Obenauer wykonali doświadczenia nad wpływem dodatku emulsji bitumicznej na redukcję skurczu i wzrost szczelności betonu, bez zmniejszenia jego wytrzymałości (Betonstrasse 1940, 15).

Wpływ domieszek bitumicznych na zawartość powietrza w betonie stwierdził również prof. Magnel [1] z okazji katastrofy, jakiej uległa żelbetowa ściana piwnicy wykonana w gruncie wodonośnym. Sciana runęła natychiast po zaprzestaniu pompowania wody w gruncie otaczającym budynek nie wytrzymując naporu wody, pomimo że obliczenie i zbrojenie wykonane zostały prawidłowo. Ekspertyza wykazała jednak, że beton miał wytrzymałość dochodzącą zaledwie do 40 kg/cm². Jako przyczynę tak fatalnego wyniku stwierdzono zastosowanie do betonu znanego niemieckiego środka uszczelniającego w formie oliwy, będącej pochodną smoły. Prócz tego mieszanie w betoniarce trwało każdorazowo około 10 minut, ponieważ postęp w wykonaniu samych robót betonowych był powolny. Spieniona na skutek tego emulsja działała w konsekwencji jako nieoczekiwany i nadmiernie oraz szkodliwie aktywny „napowietrzacz", prowadząc do struktury betonu mocno makro-porowatej, co z kolei odbiło się tak nieszczęśliwie na jego wytrzymałości.

Z wprowadzeniem betonu napowietrzonego łączy się nierozerwalnie sprawa fabryk gotowego betonu napowietrzonego i jego transportu. Podkreślić tu należy gwałtowny rozwój produkcji centralnej betonu w Stanach.

W r. 1925 było zrzeszonych w Portland Cement Association 25 fabryk betonu. W r. 1930 założono National Ready Mixed Concrete Association, które w r. 1946 stowarzyszało już przeszło 1000 dużych zakładów z obrotem rocznym ok. 125 milj. dolarów. Z górą 15% amerykańskiej produkcji cementu portlandzkiego idzie przez fabryki betonu. Transport betonu stwarza tu problemy specjalne [9], przy czym transport betonu napowietrzonego daje dodatkowe aspekty, z uwagi na mniejszą jego skłonność do segregacji.

Urządzenia transportowe podzielić można na takie, które poddają beton w czasie transportu lub po jego zakończeniu, mieszaniu (betoniarki ruchome), oraz takie, które dostarczają beton na budowę w stanie takim samym, w jakim odebrały go z fabryki (zbiorniki o dnie płaskim).

Przy stosowaniu betonu zwykłego warunki pracy, jak czas trwania transportu, czekanie na wypróżnienie ładunku itp., mogą zmusić do dodawania wody dopiero na miejscu przeznaczenia, a zatem do użycia betoniarek ruchomych. Zbiorniki o płaskim dnie mogą transportować beton tylko z niewielkim wypełnieniem, aby zredukować segregację do minimum. Zbiorniki te są jednak tanie w koszcie nabycia i w ruchu ponieważ mogą być używane również do innych transportów. Wzgląd na jakość betonu napowietrzonego przemawia silnie za produkcją centralną, a co za tym idzie za transportem gotowej mieszaniny. Okazało się przy tym, że dzięki małej skłonności betonu napowietrzonego do segregacji można dokonywać przewozów bez zbyt wyraźnej szkody dla jakości betonu w zbiornikach przewoźnych z dnem płaskim [1]), przy grubości warstwy ładunku do 15 cm i czasie przewozu do 45 min.

II. Beton koloidalny

Pod nazwą „prepacked concrete" (fr.: béton colloïdal) wprowadzili w Stanach Zjednoczonych Morgan i Gammon [10] inowację technologiczną, polegającą na realizacji betonów bez rozepchnięcia ziarn grubego kruszywa zaprawą. W tym celu w deskowaniu układa się ściśle żwir lub tłuczeń o ziarnach nie mniejszych niż 20 do 25 mm, po czym wypełnia się pod ciśnieniem próżnie w żwirze zaprawą cementową z dodatkiem cieczy, posiadającej lepkość większą niż woda, skąd wzmiankowana już nazwa „betonu koloidalnego".

Zaprawę wykonuje się mieszając cement ze wspomnianą już cieczą (stanowiącą tajemnicę produkcji) w masę koloidalną, do której dodaje się następnie piasek w odpowiedniej ilości. Zaprawę pompuje się na plac budowy, przy czym stosowano rurociągi o długości do 45 m, i wtłacza się ją w ułożony uprzednio żwir. Zaprawa przenika bez trudu w warstwę żwiru o grubości do 1,0 m.

Zastosowanie betonu kolidalnego pozwala na znaczną oszczędność cementu, przy równocześnie większym zużyciu kruszywa. Jasne jest przy tym, że różnica ceny jednostkowej cementu i kruszywa prowadzi w realizacji do ekonomii kosztów, daje ona w pozycji samych tylko materiałów ok. 8 do 10% oszczędności, do czego dojdą, jak zaraz zobaczymy, dalsze jeszcze zyski. Prof. Magnel podaje następujący rachunek: Przyjąwszy zawartość próżni w żwirze w wysokości 42% jego objętości i zużycie 840 l żwiru na 1 m³ betonu wykonanego sposobem klasycznym, otrzymuje się całkowitą objętość próżni w żwirze:

z ppwodu rozepchnięcia ziarn żwiru zaprawą	1000—840 = 160 l
z uwagi na zawartość próżni w żwirze	840 × 0,42 = 353 l
razem	513 l

która to objętość wypełniona musi być zaprawą.

[1]) Wyrób Dumpcrete Division of Maxon Construction Co., Dayton, Ohio, i Daybrook, Daybrook Hydraulic Corp., Bowling Green, Ohio.

Natomiast przy stosowaniu betonu koloidalnego zużycie żwiru wynosi 1000 l na 1 m³ betonu, przy zawartości 420 l próżni. Nowy sposób daje więc oszczędność cementu, przy użyciu 300 kg cementu na 420 l piasku:

$$300 \cdot (513 - 420) : 513 = 54 \text{ kg, czyli } 18\%.$$

Oszczędności tej przeciwstawia się zwiększenie zużycia żwiru o 19%.

Beton koloidalny prowadzi ponadto do znacznego ułatwienia samego wykonania robót, a stąd do dalszego ich potanienia; dzięki bowiem znacznej lepkości zaprawy możliwe jest np. betonowania pod wodą bez konieczności uszczelniania grodzy i pompowania wody. I tak przy budowie filaru mostu w rzece wystarczy np. zabić ściankę szczelną i wybagrować grunt aż do warstwy wytrzymałej, następnie zaś wsypać między ściankę żwir i wtłoczyć weń zaprawę koloidalną, która, wypierając wodę, nie łączy się z nią i nie wycieka spomiędzy ścian.

Sposób ten zapewnia zatem szybkie wykonanie i niewrażliwość świeżego betonu na ługujące działanie wody (deszczu). Beton koloidalny ma poza tym legitymować się wyższą wytrzymałością na ściskanie, a zwłaszcza zaś na ścieranie, która przekracza wartość analogiczną dla betonu normalnego dwukrotnie.

LITERATURA

[1] G. Magnel: „Le béton armé aux Etats-Unis" La Technique des Travaux 1947, nr 1—2.

[2] Eingeering z 11. IV. 1947.

[3] R. L. Blaine, J. C. Yates, J. R. Dwyer: „The Testing of Portland Cements Containing Interground Vinsol Resin" — Proc. Amer. Soc. Test. Mater. 1945, str. 732—752.

[4] L. Bean, A. Litvin: „Effect of Heat on Portland Cements Containing Vinsol Resin" — Proc. Amer. Soc. Test. Mater. 1945, str. 766—770.

[5] C. E. Wuerpel: „Some Effects of Air-Entrainement and Coarse Aggregate Type on the Properties of Concrete" — Crushed Stone Journal, 1945, str. 3—15.

[6] Le béton aéré „Le Génie Civil" 1947, nr 21.

[7] Schweizerische Technische Zeitschrift z 17. VII. 1947, gdzie podano sposób dozowania napowietrzaczy.

[8] C. E. Wuerpel: „Addition of Air-Entraining Agent at Concrete Mixer Advocated" — Civ. Engng. Easton. Pa. 1946, str. 496—498.

[9] John W. Shaver: „Haulage of Air-Entrained Concrete" Concrete, 1947, June.

[10] Cement and Lime Manuf. XVI, nr 10.

[11] „Le béton colloïdal" — Revue des Matériaux, 1947, VII—VIII.

[12] Cement and Lime Manuf. XV, nr 1.

[13] „Effet de l'addition de matières organiques au ciment" — Revue des Matériaux, 1947, VII—VIII.

Prof. Dr Inż. A. LANGROD

O ZAGADNIENIACH WYTRZYMAŁOŚCIOWYCH

Jednym z głównych zadań realizacji pomysłu technicznego jest takie określenie wymiarów poszczególnych części realizujących ten popomysł, aby każda z nich przez działanie sił zewnętrznych, występujących w praktycznym zastosowaniu zrealizowanego pomysłu, nie doznawała zmian kształtu, które by uniemożliwiały niezawodne i sprawne spełnianie jej zadania. Ta zmiana kształtu może być spowodowana przez ścieranie a więc połączona z ubytkiem masy przedmiotu lub wystąpić bez ubytku masy i utraty spójności tworzywa lub wreszcie polegać na przerwie spójności, tj. stanowić rozłam. Pod wytrzymałością przedmiotu rozumiemy jego opór przeciw odkształceniom lub rozłamom pod działaniem sił zewnętrznych bez utraty masy. O związku między siłami zewnętrznymi, działającymi na przedmiot a jego odkształceniem w zakresie aż do utraty spójności poucza nauka wytrzymałości.

Przed przystąpieniem do rozwiązania powyższego zadania przy oparciu na nauce wytrzymałości koniecznym jest określenie sił zewnętrznych, działających na rozważany przedmiot. Siły te można podzielić na dwie grupy. Jedna z nich stanowi obciążenie przedmiotu, wynikające z działania całego pomysłu technicznego i rozważanego przedmiotu w tym pomyśle, a druga obejmuje siły, stanowiące reakcje obciążenia, występujące w miejscach styku rozważanego przedmiotu z przedmiotami innymi lub w postaci sił przyspieszających masę ruchomego przedmiotu. Już określenie tych reakcji przedstawia mniejsze lub większe trudności, gdy równowaga między nimi a siłami obciążenia nie daje się statystycznie określić lecz często jeszcze większe trudności przedstawia i jest nieścisłe a nawet niepewne określenie sił samego obciążenia. Np. gdy przy obliczaniu wytrzymałości wałów osiowych pojazdów szynowych idzie o uwzględnienie nacisków szyn na obrzeża kół i zmian innych sił obciążenia wskutek tych nacisków lub o uwzględnienie wstrząsów podczas biegu pojazdu itp. Do tego dochodzą trudności, gdy poszczególne siły całego zespołu sił obciążenia są tak co do wielkości jak i kierunku okresowo zmienne i w różnych przypadkach pracy różne. Idzie bowiem o stwierdzenie tego zespołu sił obciążenia, który w rzeczywistości w normalnej pracy wystąpić może a pod względem wytrzymałości przedmiotu stanowi obciążenie najintensywniejsze. Nacisków montażowych, uszczelniających lub zapewniających trwałość ścisłego połączenia jak nacisku nitów, śrub, klinów, piasty na wprasowanej podpiaście i t. p. przy określeniu wytrzymałości złączonych przedmiotów bezpośrednio nie uwzględniamy, gdyż z jednej strony ich wielkość przeważnie nie daje się nawet w przybliżeniu określić i jest chwiejna a z drugiej ich bezpośrednie uwzględnienie zwiększyłoby bardzo znacznie zawiłość zagadnienia wytrzymałościowego.

Następnym zadaniem po ustaleniu sił zewnętrznych jest określenie sił wewnętrznych,

wywołanych przez siły zewnętrzne a wynikających ze spójności tworzywa. Siły te stanowią naprężenia. Z warunków równowagi wynika, że w każdym punkcie ciała na każdą płaszczyznę przechodzącą przez ten punkt działa w tym punkcie naprężenie o pewnej wielkości i pod pewnym kątem do tej płaszczyzny w ten sposób, że końce promieni, przedstawiających te naprężenia, tworzą elipsoid. Półosiom głównym tego elipsoidu odpowiadają naprężenia, działające prostopadle do odnośnych płaszczyzn, zwane naprężeniami głównymi. Znając wartości i kierunki naprężeń głównych (σ_1, σ_2, σ_3) oraz kąty, które normalna dowolnej płaszczyzny tworzy z kierunkami naprężeń głównych (φ_1, φ_2, φ_3), znajdujemy z warunków równowagi składowe, normalną σ i styczną τ, naprężenia działającego na tę płaszczyznę.

Zespół naprężeń w dowolnym punkcie, określony przez wartości i kierunki naprężeń głównych, nazywamy stanem napięcia w tym punktcie. Zatem rozwiązanie rozważanego zadania stanowi określenie stanu napięcia we wszystkich punktach przedmiotu lub co najmniej w tych punktach, co do których mamy uzasadnienie przypuszczać, że istniejący w nich stan napięcia może być pod względem wytrzymałości niebezpieczny. Z warunków równowagi poszczególnych elementów przedmiotu, uwzględniając działające na te elementy w trzech dowolnie obranych do siebie prostopadłych kierunkach naprężenia normalne i styczne i składowe w tych kierunkach sił masowych (siła ciężkości, siła odśrodkowa itp.), otrzymujemy 3 częściowe równania różniczkowe o 6 niewiadomych. Zatem naprężenia nie dają się statystycznie określić i rozwiązanie omawianego zadania wymaga poprzedniego rozwiązania następnego zadania, a mianowicie określenia odkształceń, spowodowanych przez te naprężenia. To zadanie wymaga poznania związku między naprężeniem a odkształceniem różnych rodzajów i gatunków tworzyw, co daje się osiągnąć tylko drogą doświadczalną. Jednak wychodząc tylko z założenia, że tworzywo odkształcanego przedmiotu stanowi kontinuum materialne, tzn. że każdy element tworzywa jest wypełniony materią bez luki, znajdujemy drogą geometryczną, że niezależnie od stanu napięcia powodującego odkształcenie, element kulisty przekształca się w elipsoid. Następnie znajdujemy ogólnie, że naprężenia główne powodują wydłużenie w ich kierunku i zwężenie w kierunku poprzecznym oraz, że te odkształcenia, odpowiadające wszystkim trzem naprężeniom głównym sumują się. Z tego wynika, że w tworzywie izotropowym, tj. posiadającym te same własności we wszystkich kierunkach, osie główne elipsoidu odkształceń posiadają te same kierunki co osie główne elipsoidu naprężeń.

Odkształcenia pod działaniem sił zewnętrznych mogą być sprężyste, które zanikają po odciążeniu, lub trwałe, które po odciążeniu pozostają bez zmiany. Odkształcenia trwałe występują albo z jednoczesną trwałą zmianą ustroju tworzywa, albo bez tej zmiany. Z tego powodu możemy rozróżnić trzy typy tworzyw, do których rzeczywiste tworzywa mniej lub więcej się zbliżają, a mianowicie:

1. Aż do utraty spójności (rozłamu) tworzywo doznaje wyłącznie odkształcenia sprężystego. Do tego typu zbliża się wiele ciał spośród zwanych przez chemię koloidalną żelami. Są to ciała galaretowate, do których z tworzyw stosowanych w technice konstrukcyjnej należy guma. Z odkształceniem zmienia się objętość lecz po ustaniu obciążenia ciało powraca do pierwotnego kształtu i objętości oraz do pierwotnego ustroju wewnętrznego a zatem i do pierwotnych własności fizycznych.

2. Pod obciążeniem o niezmiennej wartości ciało doznaje odkształcenia trwałego, wzrastającego z postępem czasu z tym większą szybkością, im większą wartość ma obciążenie. Przez to odkształcenie tworzywo nie doznaje zmiany wewnętrznego ustroju, swych fizycznych własności i swej objętości. Przy początkowym nagłym obciążeniu do wartości, która następnie pozostaje bez zmiany, ciało zachowuje się tak jak typu poprzedniego. Gdy wartość ta przekracza granicę spójności, ciało pęka tak jak kruche. Do tego typu należą tworzywa bezpostaciowe jak szkło, żywice itp. a szczególnie wybitnie wykazuje powyższy sposób odkształcania się smoła szewska, która pod nagłym znaczniejszym obciążeniem pęka jak szkło a już pod własnym ciężarem choć bardzo powoli rozlewa się jak ciecz. Tworzywa te mogą być uznane jako ciecze w stanie ponadkrytycznym, gdyż topią się bez ciepła topienia i przechodzą ze stanu wyraźnie stałego w stan wyraźnie ciekły w sposób ciągły, bez wyraźnej temperatury topienia.

3. Aż do pewnej granicy obciążenia ciało zachowuje się tak jak typu pierwszego. Przy wzroście obciążenia powyżej tej granicy odkształca się trwale z jednoczesną zmianą trwałą wewnętrznego ustroju i własności fizycznych. Zmiana ta ujawnia się na zewnątrz w ten sposób, że odkształcenie odpowiadające naprężeniu głównemu wzrasta z wzrostem tego naprężenia, w sposób dla różnych tworzyw różny, aż do utraty spójności, tj. rozłamu. Do tego typu zbliżają się mniej lub więcej tworzywa krystaliczne o tak drobnym ziarnie, że zachowują się jak izotropowe a oznaczane bywają jako quasiizotropowe. Powyższe obciążenie graniczne nazywamy granicą płynności, gdyż powyżej tej granicy odkształcenie wzrasta o wiele znaczniej z wzrostem obciążenia niż poniżej i jest trwałe. Jednak rzeczywiste tworzywa quasiizotropowe granicy płynności, ściśle rozgraniczającej odkształcenia sprężyste i trwałe, nie mają i dlatego ustala się ją konwencyjnie, odnosząc ją albo do pewnej małej wartości odkształcenia całkowitego (np. 0,2%) albo do przerwy ciągłości odkształcania, gdy ta występuje wyraźnie. Już poniżej tej granicy płynności występują obok odkształceń sprężystych

także trwałe choć z reguły stosunkowo małe. Niektóre tworzywa nie posiadają wyraźnej granicy płynności, u innych zaś o wyraźnej granicy płynności po jej osiągnięciu dalsze odkształcanie odbywa się przy mniejszym obciążeniu, często chwiejnym, aż do pewnej wartości odkształcenia, po której odkształcenie jednostkowe wzrasta z wzrostem obciążenia w sposób ciągły. W tych przypadkach mamy górną i dolną granicę płynności a zjawisko to przypomina poniekąd zjawisko tarcia, które jest większe ze spoczynku niż w ruchu. Tworzywa quasiizotropowe pod bardzo wielkim wszechstronnym ciśnieniem zachowują się podobnie jak bezpostaciowe.

Znając związek między naprężeniami i odkształceniami, możemy w wyżej wspomnianych 3 równaniach różniczkowych zastąpić naprężenia przez odkształcenia, przy czym otrzymujemy 3 nowe częściowe równania różniczkowe o 3 niewiadomych. Jednak nawet w najprostszym przypadku, gdy naprężeniom głównym odpowiadają w ich kierunku i w kierunku poprzecznym odkształcenia proporcjonalne do tych naprężeń, co w rzeczywistości w mniejszym lub większym przybliżeniu odpowiada odkształceniom sprężystym, całkowanie tych równań przedstawia tak wielkie trudności, że zadanie określenia stanów napięcia i odkształcenia tą drogą daje się tylko w bardzo niewielu najprostszych przypadkach rozwiązać. Zatem powyższe równania stanowią tylko teoretyczny schemat, wskazujący drogę, po której w rzeczywistości z reguły iść nie można. Z tego powodu praktycznej nauce pozostaje wprowadzenie wielu uproszczających założeń, w mniejszym lub większym przybliżeniu odzwierciadlających rzeczywistość, stosując przy tym proporcjonalny związek między naprężeniami i odkształceniami.

Nawet w tak technicznie prostym przypadku jak zginanie belki prostej stosowane są następujące upraszczające założenia (C. Bach i R. Baumann, „Elastizität und Festigkeit", 1924 r., str. 259):

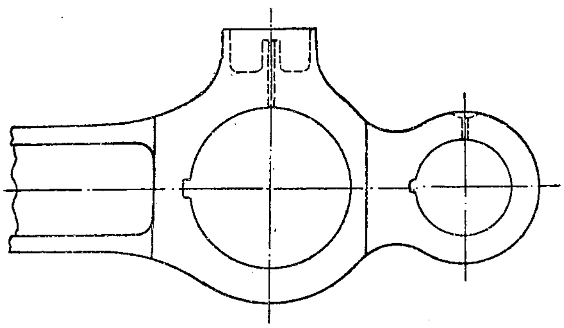
1. Działające siły zewnętrzne tworzą w każdym przekroju tylko jeden dwojan siły.
2. Włókna, z których wyobrażamy sobie belkę utworzoną, nie oddziaływują wzajemnie na siebie, a zatem są od siebie niezależne.
3. Przekroje pierwotnie płaskie pozostają płaskie.
4. Przekrój belki jest symetryczny a płaszczyzna dwojanu sił pokrywa się z płaszczyzną symetrii lub jest do niej równoległa.
5. Spółczynnik wydłużania ma dla wszystkich włókien wartość tę samą, a zatem niezależną od wielkości i znaku wydłużeń lub naprężeń.

Te przesłanki, które w bardzo wielu przypadkach praktycznych zbyt niedokładnie odpowiadają rzeczywistości, powodują, że przy obliczeniach wytrzymałości na zginanie różnych przedmiotów technicznych z tego samego tworzywa stosujemy różne wartości największego naprężenia dopuszczalnego, określone w poszczególnych przypadkach na podstawie długoletniej praktyki. Np. przy obliczaniu resorów piórowych dopuszczamy tym większe naprężenia, im cieńsze są pióra a nawet im dłuższy jest resor. Podczas gdy z reguły największe naprężenie dopuszczalne jest wielokrotnie mniejsze niż na granicy płynności, to w sprężynach może często bez szkody dla trwałości dochodzić prawie do tej granicy.

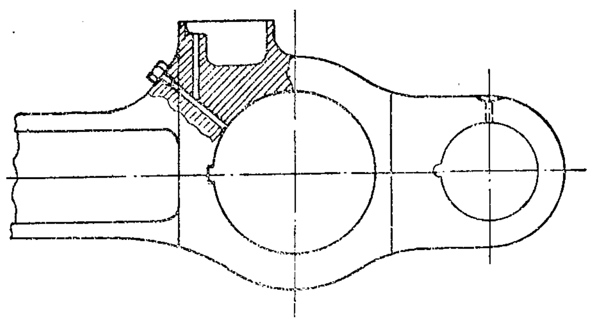
Inny przykład przedstawia obliczenie wytrzymałościowe ścianki płaszcza walczaka kotłowego, rozciąganej w dwóch prostopadłych do siebie kierunkach i posiadającej szereg otworów, prostopadły lub ukośny do jednego z tych kierunków. W tym przypadku nie ulega wątpliwości, że niebezpieczny jest przekrój ścianki osłabiony przez otwory. Zatem obliczenie wytrzymałościowe musi się opierać na rozkładzie stanów napięcia w tym przekroju. Jednak matematyczne określenie tego rozkładu stanów napięcia napotyka na wyżej omówione trudności, a gdybyśmy nawet mogli tą drogą lub drogą doświadczalną zadanie to ogólnie rozwiązać, to otrzymalibyśmy sposób obliczania zbyt zawiły, aby mógł być praktycznie użyteczny. Z tego powodu w praktyce nie uwzględnia się zaburzenia stanów napięcia spowodowanego przez otwory i przyjmuje się, że rozkład tych stanów w przekrojach między otworami jest jednostajny. Zakłada się przy tym, że między otworami w kierunku ich rzędu ścianka jest odciążona przez rury lub nity, osadzone w otworach, i nie uwzględniając nacisków montażowych, wynikających z zawalcowania rur lub zanitowania nitów, ustala się na podstawie praktyki odpowiednio niskie wartości naprężeń, które nie powinny być przekraczane. Oczywiście sposób ten jest prymitywny lecz z tych samych powodów prawie wszystkie obliczenia wytrzymałościowe są prymitywne. W bardzo wielu przypadkach, zwłaszcza w technice konstrukcji maszyn, musimy w ogóle zrezygnować z obliczeń wytrzymałościowych i kierować się wyszkolonym poczuciem konstruktorskim.

Coraz więcej mnożą, pogłębiają i rozpowszechniają się doświadczalne sposoby określania rozkładu stanów napięcia w przypadkach zawiłych. O tych sposobach referuje inż. W. Pogany w swej pracy pt. „Nowe drogi w nauce o wytrzymałości" (Czasopismo Techniczne, 1947 r., str. 124). Wyniki tych doświadczeń są bardzo pożyteczne jeżeli nawet nie bezpośrednio do obliczeń, to w każdym razie przy ogólnym kształtowaniu konstrukcyj. Jako przykład wspomnę następujący przypadek z własnej praktyki (Langrod, „Eine Bruchart von Kuppelstangenköpfen", czasopismo „Lokomotive" 1919 r.). Głowy okrągłe wiązarów pewnej serii parowozów po stosunkowo krótkim ruchu pękały. Głowy te posiadały otwór smarny, pomieszczony w środku pierścienia głowy w jego średnicy prostopadłej do osi

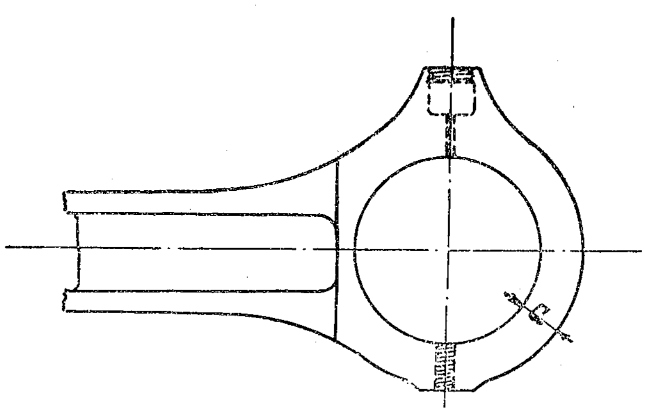
podłużnej wiązara (p. rys. 1). Najpierw występowały drobne włoskowate pęknięcia po obu stronach otworu smarnego, na wewnętrznej powierzchni głowy w kierunku poprzecznym. Te początkowe pęknięcia, zakryte czopem korbowym, nie można było dość wcześnie spostrzec i po kilku miesiącach dalszego ruchu głowy rozłamywały się zupełnie, jakby gładko przecięte. Uwzględniając zaburzenie stanów napięcia w pierścieniu, spowodowane przez otwór smarny oraz rozkład stanów napięcia w pierścieniu jako w belce krzywej, przyszedłem do przekonania, że tylko skośne pomieszczenie otworu smarnego (p. rys. 2) zdoła



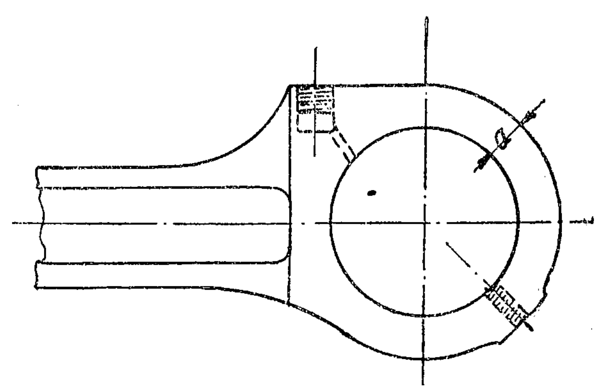
Rys. 1.
Głowa wiązara z językiem przegubu przed rekonstrukcją według rys. 2.



Rys. 2.
Głowa wiązara z językiem przegubu ze skośnym otworem dla smaru.



Rys. 3.



Rys. 4.

konstrukcję poprawić. Po tej zmianie konstrukcji pękanie wiązarów przestało występować zupełnie. W latach następnych skośne pomieszczanie otworów w okrągłych głowach wiązarów i korbowodów rozpowszechniło się zwłaszcza w Ameryce, gdzie okrągłe głowy są przede wszystkim stosowane (rys. 3 i 4).

Pozostaje ostatnie zadanie, a mianowicie określenie warunków, w których stan napięcia powoduje odkształcenie niedopuszczalne lub rozłam. Sprężyste odkształcenia mogą być celem konstrukcji np. w sprężynach, a są pożądane w częściach usztywniających lub wspierających inne części, podlegające wstrząsom lub zmiennym wydłużeniom i skurczom wskutek zmiennej temperatury itp. W innych przypadkach są niepożądane lub nawet szkodliwe, np. odkształcenie sprężyste dźwigni przekładni hamulcowej pojazdów z hamulcem zespolonym powoduje wzrost skoku tłoka w cylindrze hamulcowym, tym większy, im większą jest przenoszona siła, a zatem im większy jest stosunek przekładni. Różnica skoków tłoka przy hamowaniu wagonu próżnego i załadowanego może osiągać a nawet przekroczyć 30% całkowitego tego skoku a wzrost skoku tłoka zmniejsza siłę hamowania. Jednak na ogół, gdy konstrukcja nie przewiduje odkształceń sprężystych jej poszczególnych części, wystarczy, jeżeli przy określaniu wymiarów tych części uwzględnimy granicę odkształceń całkowitych.

Odkształcenia trwałe są niedopuszczalne. Gdybyśmy mieli tworzywo idealne wyżej opisanego typu trzeciego, nasze zagadnienie polegałoby na określeniu stanów napięcia, powodujących osiągnięcie granicy płynności, ściśle rozgraniczającej odkształcenia sprężyste i trwałe. Ponieważ stan napięcia jest określony przez trzy naprężenia główne, przeto idzie o określenie wartości tych trzech naprężeń na granicy płynności. Gdyby takie tworzywo w rzeczywistości istniało, to pojęcie granicy płynności i zagadnienie określenia warunków wystąpienia tej granicy miałyby charakter ściśle fizyczny. Jednak w rzeczywistości — jak wyżej wspomniałem — granica płynności jest ustalona konwencyjnie i nie rozgranicza ściśle lecz tylko z mniejszą lub większą dokładnością odkształcenia sprężyste i trwałe. Z tego powodu nasze zagadnienie nie ma charakteru ściśle fizycznego. Ponieważ jednak poniżej konwencyjnie ustalonej granicy płynności trwałe odkształcenia są bardzo

małe a powyżej szybko rosną z wzrostem obciążenia, przeto granica ta jest w większej lub mniejszej mierze charakterystyczną właściwością przebiegu odkształcania. Z tego powodu uzasadnione jest przypuszczenie, że dla tworzyw quasiizotropowych, zwłaszcza dla tych, u których konwencyjnie ustalona granica płynności wybitniej charakteryzuje przebieg odkształcania, istnieje pewna matematyczna funkcja naprężeń głównych, tym znamienna, że przy pewnej jej wartości, dla różnych tworzyw różnej, występuje granica płynności. Gdyby taka funkcja w rzeczywistości istniała, moglibyśmy przyjąć, że jej wartość w danym stanie napięcia określa natężenie tworzywa w miejscu tego stanu napięcia, a stosunek wartości na granicy płynności do tej wartości stopień bezpieczeństwa przed osiągnięciem granicy płynności.

Powstały różne hipotezy prowadzące do określenia tej funkcji, zwane u nas hipotezami wytężenia. Zdaniem moim (p. artykuł „O hipotezach wytężenia", Czasopismo Techniczne, 1947 r., str. 153) zjawiskom wytrzymałościowym i wynikom dotychczas wykonanych doświadczeń najlepiej odpowiada hipoteza, że natężenie tworzywa powodują bezpośrednio naprężenia styczne i że w danym stanie napięcia w danej płaszczyźnie natężenie tworzywa jest tym większe, im większe jest działające w tej płaszczyźnie naprężenie styczne, a im mniejsze działające jednocześnie na tą płaszczyznę naprężenie normalne ściskające lub większe naprężenie normalne rozciągające. Na tych przesłankach powstała hipoteza Coulomb-Mohra. Jeżeli naprężenie normalne rozciągające oznacza dodatnia wartość σ a ściskające wartość ujemna, to w najprostszym przypadku tej hipotezy natężenie tworzywa określa największa wartość wyrażenia

$$\tau + b\sigma$$

przy czym b ma wartość stałą, dla różnych tworzyw różną. W tworzywach ciągliwych naprężenie normalne σ zdaje się nie mieć wpływu na natężenie tworzywa, a zatem natężenie to określa największe naprężenie styczne ($b = 0$). W ten sposób z hipotezy Coulomb-Mohra wynika dla tworzyw ciągliwych hipoteza największego naprężenia stycznego[1]). Ponieważ zaś największe naprężenie styczne równa się połowie różnicy największego i najmniejszego naprężenia głównego, przeto według tej hipotezy pewna wartość tej różnicy bez względu na wartość naprężenia pośredniego jest warunkiem osiągnięcia granicy płynności. Określając naprężenie najmniejsze należy uwzględnić znak naprężenia z tym, że naprężenie ujemne jest mniejsze od naprężenia dodatniego.

Oznaczając naprężenie główne największe przez σ_1, pośrednie przez σ_2 a najmniejsze przez σ_3, następnie największe naprężenie styczne na granicy płynności przez τ_p, to według hipotezy największego naprężenia stycznego granicy płynności odpowiada

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \tau_p$$

przy czym τ_p ma wartość stałą, tj. niezależną od stanu napięcia, jednak dla różnych tworzyw różną. Dla prostego rozciągania mamy $\sigma_1 > 0$, $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$ a dla prostego ściskania $\sigma_1 = \sigma_2 = 0$, $\sigma_3 < 0$. Oznaczając wartość naprężenia głównego na granicy płynności dla rozciągania przez σ_p a dla ściskania przez σ_p', mamy z powyższego równania

$$\frac{\sigma_p}{2} = \frac{\sigma_p'}{2} = \tau_p$$

W technice często występują dwukierunkowe stany napięcia, w których jedno z naprężeń głównych $= 0$. Jeżeli σ_1 oznacza największe naprężenie główne a $\sigma_3 = 0$ jest najmniejsze, to według powyższej hipotezy granica płynności jest przekroczona, gdy σ_1 przekracza wartość, którą oznaczyliśmy przez σ_p a zatem gdy $\sigma_1 > \sigma_p$. Często w przypadku dwukierunkowego stanu napięcia dane są tylko naprężenie normalne i styczne, działające na płaszczyznę, której normalna jest prostopadła do kierunku σ_3 i zawiera kąt φ z kierunkiem σ_1. W tym przypadku między naprężeniami głównymi σ_1 i σ_2 a naprężenieami σ i τ, działającymi na powyższą płaszczyznę istnieją następujące związki:

$$\left.\begin{aligned} \sigma &= \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}\cos 2\varphi \\ \tau &= \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}\sin 2\varphi \end{aligned}\right\} \qquad (1)$$

lub

$$\left.\begin{aligned} \sigma_1 &= \sigma + \tau \operatorname{tg}\varphi \\ \sigma_2 &= \sigma - \tau \operatorname{tg}\varphi \end{aligned}\right\} \qquad (2)$$

z równań tych widzimy, że danym wartościom naprężeń σ i τ, działających w danym punkcie na daną płaszczyznę, mogą odpowiadać różne

[1]) W najczęstszych w praktyce technicznej występujących i w laboratoriach badanych przypadkach różnica między wynikami hipotezy największej energii postaciowej i hipotezy największego naprężenia stycznego nie przekracza 15,5%, a przeważnie jest mniejsza.

Granica zaś płynności metalu nawet z tego samego spustu jest chwiejna i różnica między wartością największą i najmniejszą może osiągać ten sam stosunek. Z tego wynika, że wyniki prób wytrzymałościowych nie mogą być sprawdzianem, która z obu hipotez lepiej odpowiada rzeczywistości, zwłaszcza, że wnioskowanie z wyników tych prób wymaga oparcia na nieścisłych przesłankach.

Tym sprawdzianem może być tylko stwierdzenie, która z obu hipotez lepiej tłumaczy zjawiska wytrzymałościowe. Hipoteza Coulomb-Mohra z uzupełnieniem, podanym w moim wyżej wspomnianym artykule oraz w dalszym ciągu niniejszego artykułu, tłumaczy wszystkie zjawiska wytrzymałościowe (linie Lüders'a, rozłamy poślizgowe i rozłamy rozdzielcze), natomiast hipoteza największej energii postaciowej jest z tymi zjawiskami wprost sprzeczna.

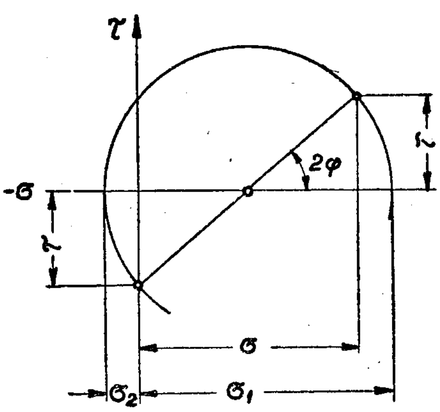
dwukierunkowe stany napięcia, zależne od wartości kąta φ. Z tych technicznie szczególnie ważny jest stan napięcia odpowiadający jednoczesnemu skręcaniu i rozciąganiu, gdy siła rozciągająca jest prostopadła do płaszczyzny momentu skręcającego. W tym przypadku na płaszczyzny równoległe do płaszczyzny momentu skręcającego działają naprężenia normalne σ i styczne τ a na żadną z płaszczyzn prostopadłych do tej płaszczyzny nie działają naprężenia normalne. Dla tego szczególnego przypadku znajdujemy

$$\left.\begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{\sigma}{2} + \frac{1}{2}\sqrt{\sigma^2 + 4\tau^2} \\ \sigma_2 &= \frac{\sigma}{2} - \frac{1}{2}\sqrt{\sigma^2 + 4\tau^2} \\ \sigma_3 &= 0 \end{aligned}\right\} \qquad (3)$$

Ponieważ σ_1 ma wartość dodatnią a σ_2 ujemną przeto największym naprężeniem głównym jest σ_1 a najmniejszym σ_2. Zatem dla największego naprężenia stycznego mamy

$$\tau_{max} = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2) = \frac{1}{2}\sqrt{\sigma^2 + 4\tau^2} \qquad (4)$$

Powyższe wartości znajdujemy wykreślnie sposobem przedstawionym na rys. 5.

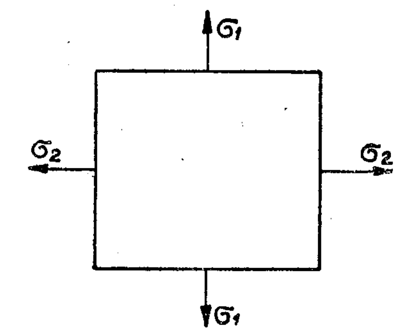


Rys. 5.

Powyższy przypadek obejmuje także proste rozciąganie lub ściskanie i proste skręcanie, przy czym z powyższych równań mamy:

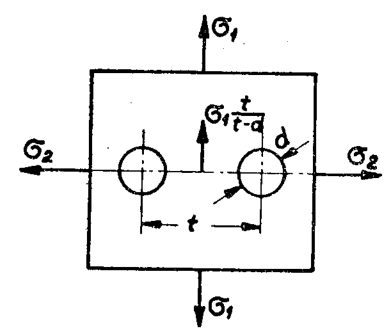
rozciąganie i ściskanie ($\tau = 0$)	skręcanie ($\sigma = 0$)
$\sigma_1 = \sigma$	$\sigma_1 = \tau$
$\sigma_2 = 0$	$\sigma_2 = -\tau = -\sigma_1$
$\sigma_3 = 0$	$\sigma_3 = 0$
$\tau_{max} = \frac{\sigma_1}{2} = \frac{\sigma}{2}$	$\tau_{max} = \tau$.

Wyżej wspomniany fakt, że upraszczając obliczenia wytrzymałościowe, zastępujemy rzeczywisty układ stanów napięcia przez jednostajny, wywołuje wątpliwość odnośnie sposobu zastosowania tej czy innej hipotezy wytrzymałościowej[1]). Sprawę tę omówimy na przykładzie obliczania ścianki i szwów walczaka kotłowego. Rys. 6. przedstawia prostokątny



Rys. 6.

element płaszcza walczaka. W kierunku poprzecznym tj. prostopadłym do tworzącej walczaka, działa naprężenie σ_1, w podłużnym $\sigma_2 = \frac{1}{2}\sigma_1$ a prostopadle do ścianki $\sigma_3 = 0$. Według hipotezy największego naprężenia stycznego na granicy płynności $\sigma_1 = \sigma_p$. Jeżeli ścianka posiada podłużny rząd otworów (rys. 7), to



Rys. 7.

nieuwzględniając zaburzenia stanów napięcia przez te otwory i przyjmując jednostajny układ stanów napięcia w przekroju ścianki

---

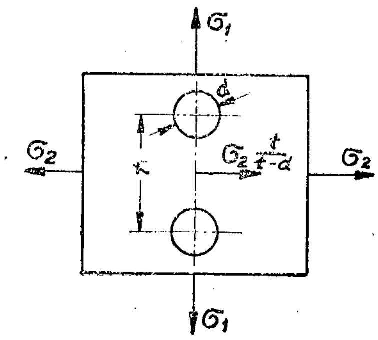
[1]) Przykładem tej wątpliwości jest artykuł prof. dra Z. Klębowskiego p. t. „Szczególny wypadek międzynarodowego błędu w obliczeniu wytrzymałościowym", ogłoszony w „Przeglądzie Mechanicznym", zeszyt marcowy z 1947 r. Trzy poważne zagraniczne instytucje techniczne, angielska, niemiecka i rosyjska oraz różni autorzy zagraniczni oparli obliczenie wytrzymałościowe ścianki płaszcza walczaka kotłowego z ukośnymi szeregami otworów opłomkowych na stanie naprężeń w przekroju, przechodzącym przez te otwory. Według prof. K. zależnie od założonej hipotezy wytrzymałościowej inny stan naprężeń niż w powyższym przekroju jest niebezpieczny. Prof. K. stwierdza jednak, że droga, którą sam uważa za właściwą, prowadzi do sprzeczności z teorią sprężystości. Mimo to prof. K. podnosi, że zagraniczni autorzy podchodzili do danego zagadnienia w „sposób prymitywny i błędny" i wskazuje dobitnie „na nieopanowanie przez konstruktorów podstaw wytrzymałości materiałów, jakimi są zasady teorii sprężystości" oraz dodaje, że niedomaganie to „jest dość powszechne, bo międzynarodowe",

Ponieważ prof. K. pozostawił sprawę tę, tak ważną w praktyce konstruktorskiej, otwartą, przeto moje rozważania w tekście mają na celu stwierdzenie, że obliczania zagranicznych autorów są słuszne.

między otworami, mamy dla granicy płynności

$$\sigma_1 \frac{t}{t-d} = \sigma_p .$$

Na tej podstawie opiera się obliczenie grubości ścianki według przepisów kotłowych bodaj wszystkich krajów. Jeżeli zaś ścianka ma poprzeczny rząd otworów (rys. 8), to przyjmując,

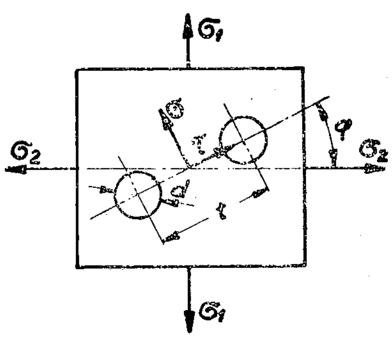


Rys. 8.

że rury lub nity, dla których te otwory służą, odciążają ściankę między otworami w kierunku poprzecznym, mamy dla granicy płynności

$$\sigma_2 \frac{t}{t-d} = \sigma_p .$$

Na tej podstawie opiera się według polskich przepisów kotłowych sprawdzanie grubości ścianek walczaka w szwie poprzecznym, jak również osłabienie blachy w kierunku poprzecznym walczaka. Jeżeli wreszcie ścianka posiada skośny rząd otworów, nachylony pod kątem φ do tworzącej walczaka (rys. 9), to



Rys. 9.

przyjmujemy że na przekrój ścianki między otworami działają naprężenia normalne i styczne określone przez równania (1), powiększone w stosunku $t/(t-d)$. Lecz, jak powyżej wskazaliśmy, wartości naprężenia normalnego i stycznego nie określają jeszcze stanu napięcia i co do niego konieczne jest jeszcze dodatkowe przyjęcie. Uwzględniając, że rury osadzone w otworach odciążają ściankę między otworami w jej kierunku, przyjmujemy, że na żadną płaszczyznę prostopadłą do przekroju między otworami nie działa naprężenie normalne, że zatem stan napięcia w tym miejscu jest ten sam co przy jednoczesnym rozciąganiu i skręcaniu, któremu odpowiadają równania (3) i (4). Przyjmując ten stan napięcia i naprężenia normalne i styczne w powyższy sposób określone, stosujemy tą czy inną hipotezę osiagania granicy płynności. Np. stosując hipotezę największego naprężenia stycznego, mamy

$$\sqrt{\sigma^2 + 4\tau^2} = \sigma_p .$$

Sposób ten, stosowany przez zagraniczne związki kotłowe, nie jest ścisły, tak jak zresztą przeważająca ilość obliczeń wytrzymałościowych, lecz chcąc iść drogą ściślejszą, musielibyśmy uwzględnić zaburzenie stanów napięcia przez otwory, co napotyka na wyżej wspomniane trudności. Równania dla podłużnego i poprzecznego rzędu otworów wynikają z równań dla skośnego rzędu, gdy wstawimy w nich $\varphi = 0$ względnie $\varphi = 90^0$.

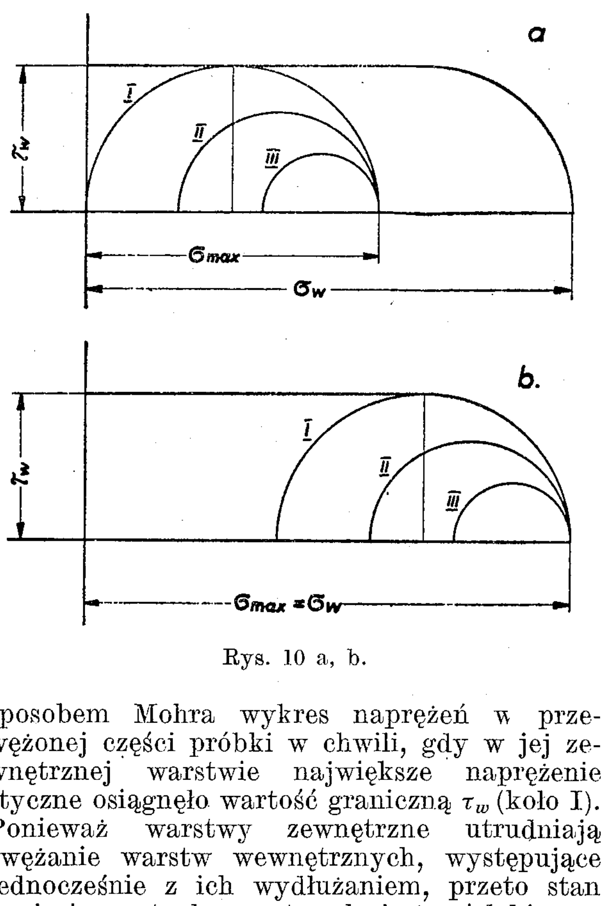
Uwzględniając niedokładność określenia sił zewnętrznych i wewnętrznych, niepewność hipotezy wytrzymałościowej, chwiejność własności wytrzymałościowych tworzywa i okoliczność, że już poniżej granicy płynności występują odkształcenia trwałe, stosujemy spółczynnik bezpieczeństwa, zmniejszający naprężenie na granicy płynności do największego naprężenia dopuszczalnego. To naprężenie ustalamy dla każdego rodzaju i kształtu przedmiotu, sposobu jego pracy, warunków ruchu i rodzaju tworzywa na podstawie praktyki. Przeważnie ustalając wartość największego dopuszczalnego naprężenia w zależności od rodzaju lub gatunku tworzywa, określamy je nie w stosunku do granicy płynności lecz w stosunku do doraźnej wytrzymałości, gdyż warunki techniczne na dostawę materiałów konstrukcyjnych przepisują przede wszystkim doraźną wytrzymałość a rzadziej także granicę płynności.

Zjawiskiem występującym wyraźnie, tj. nie wymagającym konwencyjnej definicji jak granica płynności, jest rozłam, tj. utrata spójności tworzywa. Rozróżniamy rozłamy doraźne i zmęczeniowe.

Rozłamy doraźne występują pod działaniem sił, których w normalnym użyciu przedmiotów nie przewidujemy a zatem przy określaniu wymiarów przedmiotów nie uwzględniamy. Tylko przy próbach wytrzymałościowych a niekiedy przy wyrobie przedmiotów doprowadzamy do rozłamu doraźnego. Rozpatrując rozłamy doraźne, możemy stwierdzić zesunięcia lub rozdarcia tworzywa, a zatem rozróżnić rozłamy poślizgowe (Schiebungsbruch) i rozdzielcze (Trennungsbruch). Rozłamy poślizgowe są skośne a rozłamy rozdzielcze prostopadłe do największego naprężenia głównego. Warunkiem wystąpienia rozłamu poślizgowego jest prawdopodobnie ten sam co wystąpienia granicy płynności a opierając się na hipotezie Coulomb-Mohra, możemy przyjąć, że rozłam poślizgowy występuje w płaszczyźnie, w której pewna matematyczna funkcja składowych, stycznej i normalnej, naprężenia działającego

na tą płaszczyznę ma wartość największą. Dla tworzyw plastycznych możemy, podobnie jak dla granicy płynności, przyjąć, że rozłam poślizgowy występuje, gdy największe naprężenie styczne osiąga pewną wartość graniczną, którą oznaczmy przez τ_w. Rozdarcie zaś wszelkiego rodzaju tworzywa występuje, gdy największe naprężenie główne przekracza pewną granicę, którą oznaczmy przez σ_w.

Powyższą teorię zdaje się stwierdzać najlepiej rozłam próbki przy rozciąganiu. Przy Rozrywaniu próbki z tworzywa plastycznego rozłam składa się z dwóch powierzchni, z których środkowa jest płaska, prostopadła do siły rozrywającej, a skrajna tworzy stożek, którego tworzące mają kierunek największego naprężenia stycznego. Zatem w tym przypadku występują oba rodzaje rozłamu doraźnego: płaskim jest rozłam rozdzielczy a stożkowym rozłam poślizgowy. Rys. 10 a przedstawia



Rys. 10 a, b.

sposobem Mohra wykres naprężeń w przewężonej części próbki w chwili, gdy w jej zewnętrznej warstwie największe naprężenie styczne osiągnęło wartość graniczną τ_w (koło I). Ponieważ warstwy zewnętrzne utrudniają zwężanie warstw wewnętrznych, występujące jednocześnie z ich wydłużaniem, przeto stan napięcia w tych warstwach jest wielokierunkowy (koła II i III). Z wzrostem obciążenia coraz więcej warstw osiąga granicę wytrzymałości na zesunięcie i tworzy się stożek. W chwili, gdy w środkowej części próbki, która nie utraciła jeszcze spójności, z wzrostem obciążenia wystąpi naprężenie główne $= \sigma_w$ (rys. 10 b), cała ta część rozerwie się, przy czym tylko na obwodzie przekroju tej części jednocześnie $\tau_{max} = \tau_w$ a $\sigma_{max} = \sigma_w$, natomiast we wszystkich miejscach $\tau_{max} < \tau_w$ a $\sigma_{max} = \sigma_w$. Tym tłumaczy się, że rozłam tej części jest rozdzielczy.

Ta teoria umożliwia ścisłą definicję tworzyw kruchych i ciągliwych. Możemy bowiem przyjąć, że kruchymi są tworzywa, u których przy prostym rozciąganiu wcześniej osiągana jest granica wytrzymałości na rozdarcie niż na zesunięcie a ciągliwymi, u których przy prostym rozciąganiu wcześniej osiagana jest granica wytrzymałości na zesunięcie niż na rozdarcie. Ta definicja jest tym uzasadniona, że tworzywa, które potocznie nazywamy kruchymi, przy próbie na rozciąganie rozrywają się rozłamem rozdzielczym, a tworzywa, potocznie zwane ciągliwymi lub plastycznymi, przy tej próbie rozrywają się w wyżej opisany sposób, przy czym tym więcej tworzywo jest ciągliwe, im większą jest część stożkowa rozłamu a mniejszą część płaska.

Przy prostym ściskaniu nie ma naprężenia rozciągającego, wobec czego wystąpić może tylko rozłam poślizgowy, na co wskazał już Coulomb. Przy znacznym wszechstronnym nacisku na przedmiot quasiisotropowe tworzywo kruche zachowuje się tak jak ciągliwe, a tworzywo ciągliwe tak jak bezpostaciowe lub nawet jak płyn.

Przy wzroście obciążenia w sposób ciągły aż do przekroczenia granicy wytrzymałości przedmioty z tworzywa ciągliwego rozłamują się po poprzednim mniej lub więcej znacznym odkształceniu a przedmioty z tworzywa kruchego bez poprzedniego odkształcenia. Przy nagłym obciążeniu, wywołującym naprężenie równe σ_w lub większe, wszelkiego rodzaju tworzywa zachowują się jak kruche.

Najczęstszym zjawiskiem wytrzymałościowym, występującym w normalnym ruchu maszynowym, są rozłamy zmęczeniowe. Rozłamy te występują przy częstotliwie zmiennym stanie napięcia po pewnej ilości tych zmian, tym mniejszej, im większą wartość ma największe naprężenie główne i im większa jest różnica obu skrajnych wartości tego naprężenia w każdym okresie. Rozłamy te występują przy naprężeniach nawet mniej lub więcej znacznie poniżej granicy płynności, prostopadle do kierunku największego naprężenia głównego bez poprzedniego odkształcenia przedmiotu. Ustrój i własności fizyczne tworzywa poza miejscem rozłamu nie wykazują widocznych zmian.

Rozłamy zmęczeniowe występują w miejscach spiętrzenia stanu napięcia, których przy kształtowaniu przedmiotu uniknąć nie możemy i w których stan napięcia nie daje się ściślej określić i w obliczeniach wytrzymałościowych bezpośrednio uwzględnić. Bodaj pierwszy ściśle teoretycznie zbadany przypadek spiętrzenia naprężenia stanowi rozciąganie nieskończenie szerokiej wstęgi z okrągłym otworem. Kirsch (Z. d. V. D. I 1898 r.) znalazł teoretycznie, że w przekroju prostopadłym do siły rozciągającej na obu stronach otworu występuje naprężenie 3 razy większe niż we wstędze bez otworu, a Preuss stwierdził doświadczalnie, że do tej wartości zbliża się stosunek odnośnych na-

prężeń w rozciąganym płaskowniku, osłabionym otworem w środku. Jest to jeśli nie jedyny to w każdym razie rzadki przypadek ściśle teoretycznego określenia spiętrzenia naprężenia, tzw. działania karbu, przy oparciu na teorii sprężystości i założeniu proporcjonalnego związku między naprężeniem i odkształceniem. Przy kształtowaniu przedmiotu technicznego dążymy do uniknięcia miejsc spiętrzenia stanu napięcia, a gdy to jest niemożliwe, do możliwie małego spiętrzenia. Przy tym opieramy się na doświadczeniu praktycznym lub specjalnych badaniach doświadczalnych, które wyżej wspomniałem. Przy obliczeniu zaś wymiarów przyjmujemy współczynnik bezpieczeństwa, uwzględniając wszystkie okoliczności sprzyjające wystąpieniu rozłamu zmęczeniowego, przy czym opieramy się na praktyce. W ostatnich czasach mnożą się badania w celu usystematyzowania sposobu obliczeń wytrzymałościowych, uwzględniającego rozłamy zmęczeniowe (prof. dr inż. W. Moszyński, „Obliczanie zmęczeniowe części maszynowych", Przegląd Mechaniczny, 1947 r., str. 10).

Rozłamy zmęczeniowe są tłumaczone histerezą sprężystą, tj. że przy obiegu złożonym ze sprężystego odkształcenia i powrotu do pierwotnego kształtu pewna ilość pracy sprężystej nie jest z powrotem uzyskiwana i że ta praca stracona nadwyręża spójność tworzywa. Jednak istota rozłamów zmęczeniowych nie jest dostatecznie poznana i z teoretycznych rozważań nie możemy wnioskować na stopień wrażliwości różnych tworzyw na działanie częstotliwie zmiennego naprężenia i uzasadnić rzeczywistą niewrażliwość niektórych tworzyw. Również nie możemy wytłumaczyć faktu, że gdy pręt żelazny, „narażony przez dłuższy czas na działanie często zmieniających się obciążeń spróbujemy rozerwać w zwykły sposób, to nie dostrzeżemy żadnego uszczerbku pierwotnej wytrzymałości" a „procentowe wydłużenie i poprzeczne skurczenie nie doznają również zmiany" (Timoszenko — Huber, Kurs Wytrzymałości Materiałów, 1931 r., str. 37), że zatem poza rozłamem tworzywo nie doznaje zmiany.

Bodaj jedyny przypadek w ruchu maszynowym trwałego odkształcenia jest osadzanie się resorów pod działaniem częstotliwie zmiennego obciążenia. Jednak zjawisko to, choć częste, jest zbyt mało zbadane, aby mogło być uwzględniane przy obliczaniu resorów. Zjawisko to tłumaczy się prawdopodobnie tym, że gdy „rozciąganie i ściskanie następują na przemian wielokrotnie, to, jak wykazały badania Bauschingera, obniża się granica sprężystości, dążąc jednakże do pewnej granicznej wartości, którą nazwano naturalną granicą sprężystości. Ażeby zatem nieustanne wahanie się napięcia między dodatnią i równą jej ujemną wartością nie doprowadziły do pęknięcia, powinno naprężenie nie przekraczać tej naturalnej granicy sprężystości" (Timoszenko — Huber, p. p. str. 43). Jednak pęknięcia zmęczeniowe występują bez odkształcenia pękniętego przedmiotu a resory odkształcają się także nie pękając. Przy stwierdzeniu trwałego odkształcenia innych części maszyn można bodaj zawsze stwierdzić niewłaściwą obsługę, powodującą wystąpienie sił o wielkości nieprzewidywanej w normalnym ruchu. Np. wygięcie wiązarów i korbowodów parowozów, występujące niekiedy w ruchu pozornie normalnym, można zawsze przypisać działaniu uderzeń wodnych lub wystąpieniu sił katastrofalnych, gdy maszynista, dążąc do możliwie szybkiego wstrzymania ślizgania się kół napędnych, sypie piaskiem podczas ślizgania się. Koła napędne ślizgają się, gdy siła pociągowa, wytworzona przez silnik przekracza granicę przyczepności. Celem usunięcia ślizgania i osiągnięcia normalnego ruchu tocznego kół napędnych bez uszkodzenia parowozu należy najpierw wstrzymać działanie silnika aż do zupełnego zaniku ślizgania a dopiero następnie wolno sypać piaskiem w celu zwiększenia przyczepności.

Z powyższych rozważań widzimy tylko w bardzo krótkim zarysie, jak wiele zagadnień wytrzymałościowych zasadniczej natury wymaga jeszcze zbadania, choćby tylko w granicach potrzeb praktyki technicznej. W praktyce konstrukcyjnej rodzą się wciąż nowe zagadnienia, których zbadanie powinno być przedmiotem pracowni naukowych. Do tego celu konieczne jest ścisłe współdziałanie konstruktorów i naukowców.

Dr Inż. OKTAWIAN POPOWICZ

KRYTYCZNE UWAGI O KONSTRUKTORACH I WYNALAZCACH

„Dobra maszyna jest dźwignią postępu".

Biuro konstrukcyjne jest w wielu wypadkach wąskim przekrojem produkcji maszynowej. Od niego zależy często możliwość podjęcia produkcji i termin wykonania. Przedwojenne czasopisma niemieckie przepełnione były inseratami, poszukującymi konstruktorów. Są oni bardzo cenieni i poszukiwani w Rosji Sowieckiej. Także i u nas, jak wiadomo, brak jest konstruktorów. Warto zatym zastanowić się, na czym polega praca konstruktora, jak się ona odbywa i jak ją można usprawnić.

Konstruktor i wynalazca — są to dwa bardzo pokrewne pojęcia. Obaj biorą żywy udział w tworzeniu postępu technicznego. Działal-

ność jednych i drugich jest bardzo zbliżona do siebie i śmiało można twierdzić, że w każdym dobrym konstruktorze musi tkwić bodaj odrobina wynalazcy i naodwrót, że dobry wynalazca musi umieć konstruować, jeśli ma w pełni wyzyskać swoje zdolności.

Do określenia istoty wynalazku można podejść w dwojaki sposób:

Po pierwsze — obiektywnie, od strony samego tematu. Z tego punktu widzenia wynalazkiem nazywamy znalezienie nowego rozwiązania dla nowego, albo też znanego zadania technicznego, przeprowadzone wszechstronnie i z całą gruntownością.

Po drugie — subiektywnie, od strony człowieka-wynalazcy. Z tego punktu widzenia zrobienie wynalazku polega na wyszukiwaniu całkiem nowych kombinacji wyobrażeniowych, zmierzających do ściśle określonego celu i wybranie najlepszej spośród nich.

Zadanie techniczne, rozwiązane przez wynalazcę, może być nowe; np. przemiana energii pary na energię mechaniczną w maszynie parowej Watta, albo też znane, ale rozwiązane w nowy sposób, jak np. maszyna parowa przelotowa Stumpfa.

Ideałem jest, aby wynalazki polegały na czynności świadomej, celowej, opartej na wiedzy i gruntownej znajomości zagadnienia. Przypadkowy traf może również prowadzić do cennego wynalazku, albo — częściej — do odkrycia naukowego. Jednakże postęp techniczny nie powinien być zależny od nieobliczalnego czynnika, jakim jest przypadek. Postęp w pewnych dziedzinach techniki jest nieraz specjalnie wymagany, a nawet nakazywany przemysłowi i to z podaniem koniecznych do zachowania terminów. Przykłady na to widzieliśmy w czasie wojny. Obrona i byt całych państw zależały od dokonania wynalazków, będących nakazem chwili.

Podstawą działalności wynalazcy jest myśl twórcza, oparta na rozległej wiedzy i gruntownym opracowaniu zagadnienia, zmierzająca do świadomie wytkniętego celu. Uzyskanie twórczego osiągnięcia ilustruje następujący schemat:

Zadanie techniczne
↓
świadoma lub podświadoma praca myślowa
↓
idea twórcza
↙ ↓ ↓ ↘
umiejętność wiedza praca wola
↘ ↓ ↓ ↙
Twórcze osiągnięcie

Istoty kontynuowania nie da się ująć w krótką formułę. Czynność ta, chronologicznie biorąc, rozpada się na trzy fazy, którym odpowiadają trzy utarte znaczenia słowa „konstrukcja". Jest to:

po pierwsze — czysto myślowy twór wyobraźni,

po drugie — myśl techniczna, przedstawiona rysunkiem,

po trzecie — idea, urzeczywistniona materialnie w postaci gotowego wyrobu.

Każdy wytwór przemysłu mechanicznego, przed wykonaniem go musi być myślowo ujęty pod względem kształtu i działania w ten sposób aby przedstawienie rysunkowe i wykonanie warsztatowe były już tylko urzeczywistnieniem tego tworu myślowego. Pierwszą fazę konstruowania stanowi czysto wyobrażeniowe, myślowe rozwinięcie nowego pomysłu, z uwzględnieniem wszystkich szczegółów działania, kształtu, materiału, sposobu wykonania itd. Jest to więc wyszukiwanie w myśli nowych układów technicznych, dla rozwiązania zagadnień mechanicznych, albo też wyszukiwanie mechanizmów dla spełnienia zadań, dotyczących niemechanicznej formy energii.

Samo myślowe rozwiązanie zagadnienia nie wystarcza jednakże. Trzeba je przekazać innym, co może odbyć się w drodze wyczerpującego opisu, albo też rysunku. Ten drugi sposób jest najnaturalniejszy i najpraktyczniejszy i dlatego stosuje się go prawie bez wyjątków. Rysunek — przeważnie wg zasad geometrii wykreślnej w układzie prostokątnym — w miarę koniecznej potrzeby opatrzony uwagami słownymi, podaje wykonawcy — myśl konstruktora. Tę drugą fazę konstruowania, polegającą niejako na przeniesieniu myśli konstruktora na papier, nazywamy projektowaniem — wg dosłownego znaczenia tego wyrazu. Projektowanie odbywa się najczęściej drogą szkicowego uchwycenia przelotnej myśli konstrukcyjnej, po czym następuje kreślenie dokładne w skali.

Jeżeli zadanie dotyczy urządzenia całych nowych zakładów, np. siłowni, zakładów przeróbki mechanicznej albo chemicznej węgla, kolei, sieci wysokiego napięcia itp., wówczas tę czynność nazywamy planowaniem. Jest to powiązanie wytworów przemysłu mechanicznego z terenem i budynkami.

Cały ten przebieg pracy myślowo-konstrukcyjnej i konstrukcyjno-rysunkowej, jest dziedziną konstruktora w utartym u nas znaczeniu tego wyrazu. Trzecia faza — wykonanie gotowej konstrukcji należy już do warsztatowca, względnie ruchowca.

Konstruowanie może dotyczyć rzeczy całkiem nowych, może być dalszym rozwijaniem i doskonaleniem rzeczy znanych, a wreszcie może być tylko dostosowywaniem istniejących konstrukcji do pewnych określonych warunków.

W pierwszym przypadku mówimy o projektowaniu pierwowzoru. Celem jego jest osiągnięcie najprostszymi środkami próbnego wyrobu dla zbadania praktycznych możliwości urzeczywistnienia pewnego pomysłu konstrukcyjnego. Jeśli osiągnięte wyniki okażą się dobre, następuje rozwinięcie konstrukcji użytkowej.

W drugim przypadku, dotyczącym udoskonalenia konstrukcji znanych, można postępo-

wać nie tylko drogą myślowego wysiłku, ale również i przez próbowanie na modelach, dających się łatwo zmieniać, przerabiać i dostosowywać. Takie jednakże postępowanie nie zalicza się już do konstruowania.

Również i trzeci przypadek — dostosowywania istniejących konstrukcji do określonych warunków — jest zadaniem nie konstruktora, lecz technika.

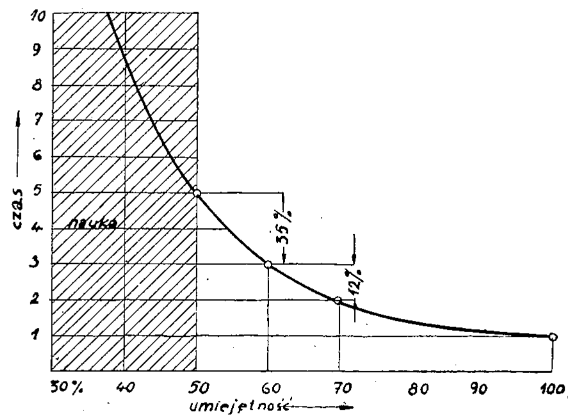
Stosunek konstrukcji nowych do dostosowywanych jest różny w różnych dziedzinach techniki. Niektóre z nich są już tak wszechstronnie opracowane, że konstrukcje nowe mogą w nich stanowić zaledwie nie wielki procent. Tak jest np. w zakresie maszyn parowych. W innych dziedzinach jest na odwrót — np. w urządzeniach do mechanizacji urabiania węgla; z wielu różnych pomysłów nie wyłoniła się jeszcze właściwa konstrukcja.

Nauka konstruowania powinna dać, ujęte w łatwą do zrozumienia formę, wiadomości, potrzebne do rozpoczęcia przez początkujących pracy konstruktorskiej. Przez naukę i praktykę, początkujący powinien nabierać stopniowo techniki konstruowania. Jest to umiejętność tworzenia bądź to świadomie, bądź też w podświadomości pewnych skojarzeń, zmierzających do rozwiązania zagadnień, tak, aby, to rozwiązanie nie było dziełem przypadku. Im więcej myśli pomocniczych jest już gotowych w pamięci konstruktora z poprzednio wykonanych przez niego prac, tym szybciej i łatwiej wykona on swoje nowe zadanie.

Konstruowanie jest przede wszystkim pracą myślową. Oszczędność tej pracy — pojęta racjonalnie — jest tak samo ważna, jak i w każdej innej dziedzinie techniki. Bez odpowiedniej techniki w pracy konstruktora, konstruowanie wymaga ciągłego powtarzania tej samej pracy. Celem techniki konstruowania jest oszczędność na pracy myślowej mniej ważnej, wciąż się powtarzającej, aby tym skuteczniej ześrodkować wysiłki na samej twórczej czynności konstruowania. Normalizacja elementów maszynowych, stworzona przede wszystkim z punktu widzenia korzyści warsztatowych i użytkowcy gotowego produktu, jest też ogromną pomocą dla doświadczonego konstruktora, gdyż eliminuje z jego czynności konieczność zajmowania się wielu szczegółami i związaną z tym stratę czasu.

Poniższy wykres (rys. 1), wzięty z pracy Wögerbauera, podaje czas pracy, potrzebny na wykonanie pewnego zadania konstrukcyjnego, zależnie od umiejętności konstruktora. Wartością 100$^0/_0$ oznaczono pełnowartościowego spacjalistę.

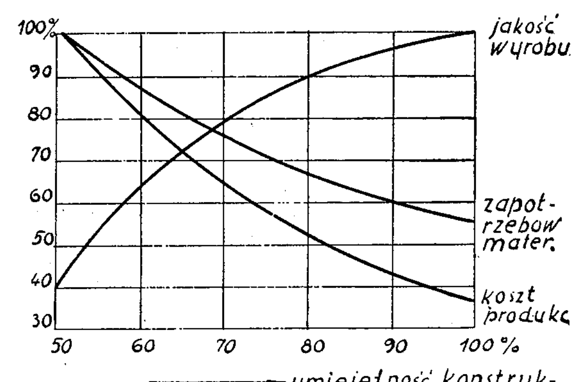
Zwiększenie umiejętności z 50 na 60$^0/_0$ daje oszczędność czasu 35$^0/_0$, z 60 na 70$^0/_0$ — oszczędność 12$^0/_0$. Bardzo ważnym jest wniosek, że 50$^0/_0$ umiejętności jest dolną granicą dla pracowników pomocniczych w zakresie konstruowania. Poniżej tej granicy pomocnik staje się raczej przeszkodą, ponieważ kontrolowanie i pouczanie go zabierze pełnowartościowemu kontruktorowi więcej czasu, niż gdyby sam tę pracę wykonał. Pełnowartościowy personel w biurze konstrukcyjnym jest ważniejszy, niż gdziekolwiek indziej. Wg Wögerbauera an-



Ryc. 1.

gażowanie uczniów o umiejętności poniżej 30$^0/_0$ — jest bezcelowe. Z wykresu powyższego wynika także, że przyuczanie jest szczególnie ważne przy 50$^0/_0$ umiejętności, gdyż daje największe i najszybsze efekty.

Ocena umiejętności konstruktora tylko według czasu, potrzebnego na wykonanie pewnej pracy — nie jest zupełna. Umiejętność konstruktora odzwierciedla się także i w jakości wyrobu, zapotrzebowaniu materiału i w kosztach produkcji. Poniższy wykres (rys. 2) obrazuje te związki:



Ryc. 2.

Wynika stąd, że zakład, który angażuje personel w odpowiedniej konjukturze, zatrudniając najlepsze siły i umiejąc je utrzymać — będzie zawsze górował nad zakładem, który angażuje personel wtedy, kiedy brak jest sił rutynowanych i nie ma wyboru.

Nie ma dotychczas odpowiedniej metody określania uzdolnień konstrukcyjnych, a jednak jak wynika z poprzednich wywodów, nieodpowiedni pracownicy w biurze konstrukcyjnym nie tylko nie przynoszą pożytku, ale są wręcz szkodliwi. Konstruowanie uważane jest przez ogół nie za wiedzę, lecz raczej za rzecz pewnego ćwiczenia i praktyki zawodowej, po-

łączonych z pewną wrodzoną zdolnością. Istotnie, aby stać się pełnowartościowym fachowcem-konstruktorem, potrzebna jest w niektórych dziedzinach co najmniej 10-cio letnia praktyka. Równocześnie jednak konstruowanie na najwyższym szczeblu tej umiejętności wymaga krytycznego myślenia, ujmującego wszystkie zjawiska w związki przyczyn i skutków.

Jasność i porządek w myśleniu są tu rzeczą podstawową. Taki jednakże sposób myślenia jest właśnie myśleniem naukowym, właściwym naukom przyrodniczym. Konstruowanie wymaga ponadto wiadomości z zakresu wielu innych nauk przyrodniczych, jak: matematyki, geometrii, fizyki, chemii, elektrotechniki, nauki o wytrzymałości, materiałoznawstwa, obróbki warsztatowej itp. Wartościowego konstruktora winny cechować:

1. doskonała wyobraźnia przestrzenna,
2. zmysł kombinowania,
3. uwaga,
4. pamięć,
5. umiejętność krytycznej oceny i sądu,
6. ogólna inteligencja,
7. zamiłowanie do gruntowności, staranności, oraz poczucie odpowiedzialności,
8. spokojny i umiarkowany temperament,
9. gorliwość w pracy.

Na różnych szczeblach pracy konstruktorskiej wymagane są powyższe cechy w różnym stopniu. I tak np. na szczeblu najwyższym, gdy chodzi o tworzenie rzeczy nowych, pamięć jest cechą o wiele mniej ważną, niż wyobraźnia przestrzenna. Odwrotnie będzie tam, gdzie chodzi o doskonalenie istniejących rzeczy.

Zdolność do wynalazków nie jest czynnikiem najważniejszym, lecz musi iść w parze z wieloma innymi cechami, charakteryzującymi dobrego konstruktora.

Istnieje sporo publikacji, zawierających wiadomości, potrzebne konstruktorom, zebrane i usystematyzowane w doskonały sposób, jak np. Hütte lub Dubbel. Brak jest jednakże podręczników o nauce konstruowania. Pochodzi to być może stąd, że natura samego konstruowania jest zbyt zawiła. Im więcej nauk pomocniczych potrzeba do opanowania pewnego problemu, tym trudniej jest stworzyć zeń nową wiedzę i tym większa jest skłonność do pozostawienia rozwiązania problemów doświadczeniu i wyczuciu. Jednakże praca konstruktora staje się tak ważna w nowym systemie gospodarki planowej, że niewątpliwie w niedługim czasie musi się wyłonić, jaśniej niż dotąd sprecyzowana nauka o konstruowaniu.

Pierwszym, który pojmował maszyny jako jednolite organizmy, złożone z elementów mechanicznych — był Leonardo da Vinci. Zajmował się on konstrukcjami, które według naszych dzisiejszych pojęć podpadałyby pod kategorię pierwowzorów. Właściwy rozwój konstruowania zyczyna się jednak znacznie później, bo dopiero mniej więcej od roku 1800, kiedy wygasły patenty Watta i nastąpił bardzo szybki postęp techniki. Zaczyna się wtedy poszukiwanie reguł konstruowania, porównuje się wymiary poszczególnych elementów, oblicza je na wytrzymałość, wyznacza się wartości graniczne.

Redtenbacher w swojej książce o zasadach mechaniki i budowie maszyn, wydanej w roku 1852, kładzie już podwaliny zasad konstruowania. Warunki, którym musi odpowiadać element maszynowy, aby spełniał swój cel, są według niego następujące:

1. wytrzymałość,
2. dopuszczalne odkształcenie,
3. małe zużycie,
4. mały opór tarcia,
5. małe zapotrzebowanie materiału,
6. łatwość wykonania,
7. łatwy montaż,
8. mała ilość modeli.

Postulaty powyższe stawiają wymagania, które częściowo są sprzeczne z sobą. Najlepsza jest ta konstrukcja, dla której suma wad jest minimum, a zalet maksimum.

Kształty i wymiary części maszyn dobiera się według praktyki i wyczucia, według obliczenia, albo też na jednej i drugiej podstawie. Wyczucie wymaga pewnego wrodzonego uzdolnienia, oraz dużego doświadczenia, a często zawodzi bez obliczenia. Samo obliczenie jest czasem niemożliwe do przeprowadzenia, gdyż nie da się ściśle uchwycić mnóstwa rozmaitych czynników, które należałoby uwzględnić. Najlepszym więc sposobem jest umiejętne łączenie wyczucia z obliczeniem.

Przy konstruowaniu należy pamiętać o ważnej regule empirycznej. Wszystkie wymiary maszyn muszą stać do siebie w pewnym prawidłowym stosunku. A zatym, na podstawie znanych zasad nauki o wytrzymałości, należy znaleźć absolutną wielkość zasadniczych wymiarów, a następnie zachować prawidłowy stosunek wszystkich wymiarów do wymiarów zasadniczych.

Reuleaux w swojej książce o nauce konstrukcji w budowie maszyn, podaje jako wynik praktyki, że empiryczne wymiary części maszynowej stoją w pewnym związku z zasadniczym wymiarem wytrzymałościowym, ale nie są prostą jego wielokrotnością. Tak np. ścianki cylindra parowego o ⌀ 2000 mm są zaledwie dwa razy grubsze od ścianek cylindra pięć razy mniejszego, o ⌀ 400 mm. A zatem dostosowując konstrukcje, nie można ich powiększać, czy też pomniejszać geometrycznie.

Bach, w swoim dziele o elementach maszyn, kładzie większy, niż poprzednicy nacisk na obliczenia wytrzymałościowe, wyrażając przy tym pogląd, że ilość czynników, wpływających na konstrukcję jest tak wielka, że wszystkich ich uwzględnić nie można. Stąd wynika, że konstruowanie nie może być oparte na wiedzy, skoro prawideł jego nie można ściśle uchwycić, a zatem można się go nauczyć w biurze konstrukcyjnym, podobnie, jak rzemieślnik przyucza się swego fachu u majstra

lub w warsztacie. Spowodowało to ogromny upadek znaczenia pracy konstruktora. W hierarchii pracowników przemysłowych, konstruktorzy zostali zepchnięci na sam koniec.

Pogląd Bacha o niezliczonej ilości czynników wpływających na konstrukcję nie utrzymał się długo. Warunki, które należy uwzględnić w prawidłowej konstrukcji, ujmuje Volk w trzy grupy: I) dotyczące materiału, II) obróbki warsztatowej i III) warunków ruchu. Każda z tych grup obejmuje 10 warunków. Jest ich za tym w sumie 30, a więc ilość ściśle określona. Przez sprecyzowanie tych warunków, droga do metodyki konstruowania została otwarta.

I — Warunki, które należy uwzględnić w doborze odpowiedniego materiału

1. stan dostarczonego surowca, cena, waga,
2. przewóz, wywóz i koszty materiału,
3. rozdział materiału, wpływ grubości ścianek,
4. wytrzymałość materiału dostarczonego i uformowanego,
5. wpływ domieszek, utwardzanie, ulepszanie,
6. niebezpieczeństwo złamania, odkształcenia, zużycia,
7. zachowanie się powierzchni poddanej szkodliwym wpływom, zastosowanie warstewki ochronnej,
8. jakość powierzchni, jej własności biegowe,
9. zachowanie się w wysokich i niskich temperaturach,
10. własności technologiczne, obrabialność.

II — Warunki dotyczące odpowiedniej obróbki warsztatowej

1. odlewanie, tłoczenie, skrawanie,
2. koszt wykonania, robocizna,
3. koszt narzędzi i maszyny,
4. czas wykonania i termin dostawy,
5. niebezpieczeństwo braku,
6. wzajemne położenie i wielkości powierzchni obrabialnych, wpływ obróbki na jakość powierzchni,
7. umocowanie, mierzenie, przyrządy, kalibry,
8. tolerancja, wymienność, luzy, dokładność,
9. montaż i zabezpieczenie przed poluzowaniem się,
10. połączenie części: stałe, rozbieralne itp.

III — Warunki ruchu

1. obciążenie, siły, opory, odkształcenia, naprężenia,
2. szybkość, przyspieszenie, rozruch, zatrzymywanie, regulacja,
3. tarcie, smarowanie, zagrzewanie,
4. dopuszczalne zużycie, nastawianie, poprawki, koszt odnowienia, możliwość zastosowania zużytych materiałów,
5. dzielność, doświadczenia ruchowe,
6. koszt ruchu,
7. celowość, przejrzystość,
8. obsługa, oczyszczanie,
9. jasność, piękność, dojrzałość,
10. trwałość, środki zwiększania trwałości.

Wymieniona przez Volk'a ilość warunków w liczbie 30, bynajmniej nie jest niewzruszalna. Inni autorzy wymieniają w poszczególnych wypadkach cokolwiek odmienne warunki, które jednakże można zawsze ściśle sprecyzować. Jest rzeczą pewną, że ilość czynników, które trzeba uwzględnić dla znalezienia prawidłowej konstrukcji — jest duża. Im bardziej doświadczony jest konstruktor, tym większą ilość czynników uwzględnia w swojej ptracy. Tych wszystkich czynników nie dostrzega początkujący, albo mniej zdolny konstruktor i dlatego konstrukcje jego będą mniej doskonałe.

Dawniej konstruktor miał na oku przede wszystkim zadania ruchowe, jakie spełnić miała dana konstrukcja. Sposób wykonania pozostawiony był wyłącznie wykonawcy. Przy stosunkowo niskim poziomie technologii takie postawienie sprawy było możliwe.

W miarę postępu techniki warsztatowej konstruktor musiał zająć się także i sprawą sposobu wykonania. Z postępem technologii i maszyn obróbczych wyłoniły się znacznie większe możliwości rozwiązania danego problemu w co raz to doskonalszy sposób. Łącznie z tym, trudności w wyborze najodpowiedniejszego rozwiązania wzrosły.

Odpowiednio do wyżej podanej ewolucji — ogólne zadania, jakie ma do rozwiązania konstruktor — można podzielić na dwie grupy. Pierwszą z nich stanowią zadania ruchowe, które można ująć w następujące punkty:

1. wygląd,
2. koszty ruchu,
3. pewność ruchu,
4. zapotrzebowanie mocy,
5. trwałość,
6. wielkość i ciężar,
7. łatwość manipulacji,
8. naprawy,
9. warunki lokalne i klimatyczne,
10. cicha praca,
11. względy na sąsiednie instalacje, rurociągi, przewodniki,
12. mechaniczne warunki ruchu,
13. możliwość transportu,
14. prawa patentowe,
15. obowiązujące przepisy,
16. zastosowanie istniejących części,
17. obsługa,
18. działanie.

Drugą grupę stanowią zadania wykonawcze, obejmujące następujące punkty:

1. rodzaj i potrzebna ilość materiału,
2. wykorzystanie materiałów odpadkowych,
3. normy ogólne i warsztatowe,
4. sposób wykonania poszczególnych części,
5. kształt,
6. gładkość powierzchni,
7. sposób obróbki,
8. koszt wykonania,
9. kalibry i sposób kontroli wykonania,
10. istniejący park maszynowy,
11. normy materiałowe,

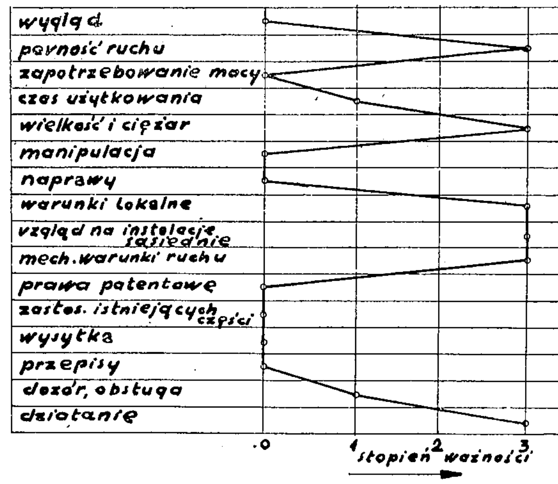
12. sposób wykonania powierzchni,
13. dopasowanie,
14. możliwości zamówienia i terminy dostawy surowców,
15. termin wykonania,
16. części nieznormalizowane,
17. przyrządy i narzędzia,
18. sposób działania,
19. ilość sztuk,
20. sposób zmontowania.

Te wszystkie warunki musi znać doświadczony konstruktor i uwzględnić je w swojej pracy choćby podświadomie.

Zależności pomiędzy poszczególnymi warunkami nie są proste, a niektóre z nich stawiają sprzeczne z sobą wymagania. Odpowiednie rozwiązanie konstrukcyjne winno uwzględniać wszystkie powyższe punkty w sposób optymalny. Ważność poszczególnych punktów jest rozmaita dla różnych przypadków. Można ją zobrazować dla każdego przypadku przy pomocy krzywej charakterystycznej. Krzywa charakterystyczna (rys. 3) odnosi się do przykładu trzeciego (dźwigni kolankowej) podanego dalej.

Tabeli takiej doświadczony konstruktor nie potrzebuje kreślić. Niemniej jednak, dzięki pewnej rutynie i opanowaniu wielu podobnych problemów — spełni te warunki w każdym poszczególnym wypadku.

W myśl powyższych wywodów — ogólne żądanie, postawione konstruktorowi, rozbite zostało na ściśle sprecyzowane zadania częściowe. Metodyczne rozwiązanie każdego zadania częściowego i znalezienie pożądanego optimum w każdym wypadku, nie sprawia trudności, o ile postulaty są jasno postawione. Wögerbauer obrazuje to następującym przykładem. Należy znaleźć najodpowiedniejszy materiał na osłonę dla jakiegoś przyrządu o niewielkiej pojemności, ok. 1/4 m³. Pożądana jest



Ryc. 3.

możliwie duża sztywność przy małym ciężarze. Uwzględnić należy kształt użebrowany albo skrzynkowy, wykonanie z odlewu albo przez tłoczenie, wielką ilość sztuk, montaż, ulepszenie powierzchni. Cztery możliwe rozwiązania dają następujące materiały: stop aluminiowy, stop magnezjowy, stal węglista, stal stopowa. W poniższej tabeli oznaczona jest znakiem + dodatnia właściwość danego materiału, znakiem — ujemna. Bilans odbywa się podobnie, jak klasyfikacja przy egzaminie i wykazuje w danym wypadku największą ilość dodatnich stron dla stali węglistej, na którą w tym wypadku padnie wybór.

Przykład I

	Stop aluminiowy	Stop magnezjowy	Stal węglista	Stal stopowa
Sztywność	+	+	+	+
Trwałość	+	—	+	++
Kształt użebrowany	++	++	++	—
Kształt skrzynkowy	+	—	++	++
Wielkość i ciężar	+	+	+	++
Warunki klimatyczne	+	—	+	+
Możliwości otrzymania materiału	—	—	++	—
Wykonanie jako odlew	+	+	·/·	·/·
Wykonanie przez tłoczenie	+	——	++	+
Montaż	+	——	+	+
Ulepszenie powierzchni	—	——	+	+
Bilans	+10 — 2	+ 5 —10	+14 — 0	+11 — 2

Następny przykład przedstawia tok rozumowania przy wyborze najkorzystniejszego układu dla spełnienia pewnego zadania ruchowego. Należy znaleźć sposób uchwycenia części, obracającej się jak kółko zębate, względnie krzywka niedużego mechanizmu. Cztery zasadnicze możliwości pokazane są na Przykładzie II:

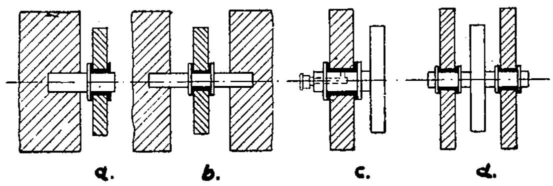
a) element obraca się na osi stałej, jednostronnie podpartej,

b) to samo z podparciem dwustronnym,

c) element zaklinowany na wałku ułożyskowanym jednostronnie, obraca się z nim razem,

d) to samo co pod c), ułożyskowane dwustronnie.

Za rozwiązaniem a) przemawia prostota i taniość. Rozwiązanie b) jest niewątpliwie bardziej prawidłowe pod względem uchwycenia sił, ale droższe w wykonaniu, gdyż wymaga



Przykład II.

podwójnego podparcia. Mimo, że oś może być słabsza niż w przypadku a), to jednak znacznie większa ilość obróbki przeważy szalę na niekorzyść rozwiązania b). Wykonanie c) pod względem taniości dorównuje wykonaniu a), wykonanie d) — wykonaniu b). Z punktu widzenia taniości należy wybrać jedno z dwu rozwiązań: a), względnie c). Które z nich wybrać ostatecznie — zależy od dalszych warunków ruchowych. Jeżeli potrzebne jest nie tylko smarowanie, ale i doglądanie części łożyskowej a dostęp jest możliwy tylko z jednej strony, np. ze strony lewej wg szkicu, wówczas wybór jest jednoznacznie określony i pada na rozwiązanie c).

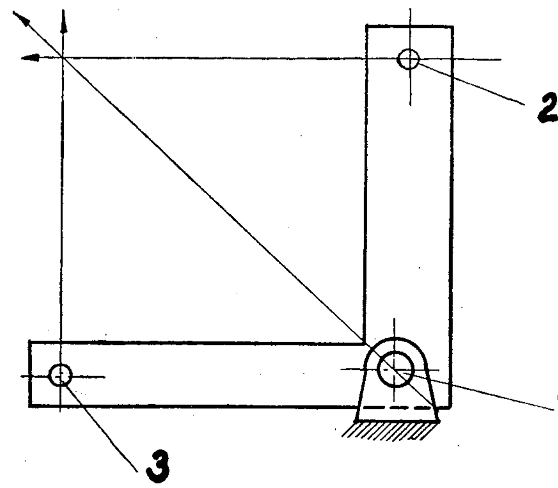
Po ustaleniu schematu, trzeba z kolei zastanowić się nad szczegółowym wykonaniem konstrukcji. Pierwszą rzeczą jest rodzaj ułożyskowania. Załóżmy znowu, że ilość obrotów jest mała, znaczenie elementu mniej ważne, opory ruchu nie odgrywają roli. W takim wypadku zastosowanie łożyska tocznego jest niepotrzebne i decydujemy się na łożysko ślizgowe. Teraz dla ustalenia dalszych szczegółów konstrukcji miarodajny jest materiał. Ze względu na duże naciski krawędziowe i w celu osiągnięcia dobrych warunków ślizgowych, decydujemy się na brąz cynowy. Stąd jednakże wynika przymusowo dalsza decyzja. Brąz cynowy jest materiałem zbyt drogim, aby marnować go na wykonanie korpusu. Będą zatem wykonane z brązu tylko panewki, a reszta podpory z innego, tańszego materiału. Dalsze rozumowanie doprowadzi do rozstrzygnięcia, czy panewka ma być jedno- czy dwudzielna, jak mają być uchwycone siły osiowe itd. itd. Z tego przykładu widać, jak można, dojść do wyboru optymalnego rozwiązania, drogą jasnego określenia warunków i logicznego rozumowania. Rozwiązanie w tym wypadku jest proste, jednoznaczne, niezależne od osobistego gustu i skłonności konstruktora.

Jako dalszy przykład może posłużyć dźwignia kolankowa dla jakiegoś przyrządu elektrycznego, np. hamulca sterowanego elektrycznie. Dźwignia ma by uruchomiona przez elektromagnes — okresowo. Drążki, przenoszące ruch, łączone są na obu końcach dźwigni 2 i 3, ułożyskowanie w punkcie 1.

Plan zadań ruchowych wg poprzedniego zestawienia (rys. 3), przedstawia się następująco:

1. element konstrukcyjny umieszczony wewnątrz aparatu, zatem wygląd obojętny,

2. koszty ruchu możliwie niskie — tylko koszty pośrednie,



Przykład III.

3. pewność ruchu musi być absolutna, ponieważ od działania tego elementu zależy działanie całego aparatu,

4. zapotrzebowanie mocy tylko w miejscach ułożyskowania, gdyż siły do przestawienia są nieduże, straty tarcia w oczkach można pominąć,

5. trwałość 5 lat, przy włączaniu codziennie ok. 12 razy, co czyni 20.000 włączeń,

6. aparat jest stały, nie stawia żadnych wymagań co do wielkości i ciężaru,

7. nie ma manipulacji, gdyż dźwignia jest częścią składową mechanizmu pracującego samodzielnie,

8. naprawa jest przewidziana tylko przez fabrykę, a więc nie potrzeba przewidywać łatwości wymontowania i wykonania części zapasowych,

9. zastosowana w klimacie suchym, w czystym powietrzu, jednakże w temperaturze podwyższonej wskutek działania sąsiadujących aparatów do ok. 40°.

10. umieszczenie w warsztatach, gdzie hałas nie ma znaczenia,

11. w pobliżu nie ma żadnych rurociągów, przewodników etc., które należałoby uwzględnić w działaniu przyrządu,

12. miejsce umieszczenia spokojne, wstrząsów ani uderzeń nie ma,

13. element konstrukcyjny znany, nie potrzeba uwzględniać praw patentowych,

14. część nieduża, trudności transportu nie ma,

15. obowiązują normalne przepisy dla uderzeń elektrycznych,

16. urządzenie jest nowe, podobnych dźwigni przedtem warsztat nie wykonywał,

17. musi być możliwe smarowanie miejsc ułożyskowania,

18. wykonanych ma być 10.000 sztuk.

Kształt podany na szkicu wynika z istoty działania dźwigni. Przy realizacji należy wybrać najpierw materiał i sposób wykonania. Ponieważ oczka muszą być umieszczone obrotowo, ośka musi dopuszczać wahania, a zatym przy niedużej dźwigni, najprostsze byłoby wykonanie jej w całości z jednego materiału. Musiałby to być materiał ślizgowy, a więc: brąz cynowy, mosiądz, odlew brązowy, stop aluminiowy, stop magnezjowy, albo wreszcie sztuczna żywica. Trzy pierwsze materiały spełniłyby oczywiście doskonale swe zadanie, ale nie byłyby dostatecznie wyzyskane w danych nietrudnych warunkach ruchu, gdzie można zadowolić się materiałami tańszymi. Stop cynkowy — ze względu na ruch połączony z uderzeniami, w podwyższonej temperaturze — może okazać się ewentualnie nieodpowiedni. Trzeba przeto przed powzięciem decyzji przeprowadzić próby, a na to nie ma czasu. Ponieważ pewność ruchu wg planu zadań musi być absolutna, więc możliwość użycia stopu cynkowego odpada. Stopy aluminiowe i magnezjowe są trudne do otrzymania w terminie, więc również odpadają. Sztuczna żywica dałaby wymiary cokolwiek większe i cięższe, ze względu na konieczność przeniesienia sił, co wg planu zadań ruchowych nie przeszkadza, ale nadto wymagałaby przeprowadzenia pewnych prób i dlatego się nie nadaje. Tak więc odpada możliwość wykonania dźwigni z jednej całości i po dalszych podobnych rozumowaniach, wybór padnie na dźwignię sztancowaną z blachy, z wprasowanymi tulejkami mosiężnymi.

Powyższe przykłady, dotyczące elementów bardzo prostych, wykazują, że nawet w tak prymitywnych drobiazgach, konstruktor musi wykonać sporą pracę myślową, aby dojść do konkluzji. Zrozumiałe jest, że u mniej doświadczonego konstruktora, praca ta zajmie więcej czasu. Konstruktor doświadczony, na podstawie gotowych w swej pamięci rozwiązań wielu zbliżonych zadań — trafi odrazu na najwłaściwsze rozwiązanie, przy czym nie jest to przypadkowe, ale wynika logicznie z uprzednio wykonanej pracy myślowej. Potwierdza się tu podany poprzednio na wykresie Wögerbauera związek między czasem, potrzebnym na wykonanie zadania, a umiejętnością konstruktora.

Trzy powyższe przykłady dotyczyły elementów prostych, których konstrukcja wchodzi w zakres pracy konstruktora detalicznego, albo technika. Konstruktor samodzielny, na poziomie wyższym — ma do czynienia z zadaniami o wiele trudniejszymi, bo dotyczącymi zespołów bardziej złożonych i zawiłych. Praca wykonana bez odpowiedniego przygotowania i umiejętności, będzie się za tym wlokła ponad miarę. Wynika stąd, że nie należy poszczególnym pracownikom biur konstrukcyjnych, stawiać zadań ponad ich możliwości. Starzy, doświadczeni konstruktorzy wykonują sami nawet drobne konstrukcje aby nie posługiwać się pomocą niedostatecznie wyszkoloną.

Przed wojną przemysł nasz stosował często licencje obce, kupując gotowe rysunki u firm zagranicznych, przeważnie niemieckich. Uzasadniano to postępowanie twierdzeniem, że przy naszej niewielkiej produkcji przemysłowej nie opłaca się utrzymywać specjalistów, ponosić kosztów prób i badań, etc. W rezultacie płacono duże sumy za rysunki konstrukcji nie zawsze najnowocześniejszych, a często bardzo przeciętnych i nie wytworzono odpowiedniego klimatu dla kształcenia konstruktorów. Dzisiaj sprawy kształtują się inaczej. Weszliśmy na drogę koniecznego uprzemysłowienia. Sprowadzanie gotowych rysunków z Niemiec dla każdego nowego dźwigu w Gdyni — ustało już chyba na zawsze. Zrozumiano, że nie ma własnego, zdrowego przemysłu bez własnych dobrych konstruktorów. Tych konstruktorów chwilowo brak jest w następstwie wojny i przedwojennego niewłaściwego nastawienia do tych spraw. Nie potrzeba jednak szukać ludzi nadzwyczajnych. Podstawą musi być masa przeciętnie uzdolniona, ale dobrze do swoich zadań teoretycznie i praktycznie przygotowana. Nauka konstruowania zaczyna być już rzeczą konkretną.

Jak wynika z powyższych wywodów, racjonalizacja pracy jest nie tylko konieczna, ale i możliwa, a mogę twierdzić — w wielu biurach konstrukcyjnych już zastosowana.

Ze swej strony będę rad, jeśli kilka powyższych uwag częściowo zaczerpniętych z pracy Wögerbauera[1]), a częściowo własnych — przyczyni się do popularyzacji tego ważnego problemu.

---

[1]) Hugo Wögerbauer: „Die Technik des Konstruierens" — wyd. 1942 r.

KRONIKA TECHNICZNA

Dnia 14 marca br. zmarł nagle na anewryzm serca w Ciechanowicach na Ziemiach Odzyskanych mierniczy przysięgły z Andrychowa śp. inż. Tadeusz Kański.

Zmarły pozostawał w latach 1946/47 i 1947/48 na stanowisku kierownika i profesora miernictwa w Państwowym Liceum Rolniczym w Ciechanowicach na Dolnym Śląsku.

W miesiącu lutym br. wniósł śp. zmarły rezygnację z zajmowanej posady, pragnął z dniem 1 kwietnia powrócić do umiłowanego przez siebie zawodu i reaktywował z powrotem swoją kancelarię mierniczego przysięgłego w Andrychowie.

Tragiczna śmierć przerwała jego plany.

Zmarły był majorem rezerw Wojsk Polskich i cieszył się powszechnym szacunkiem w Andrychowie.

Cześć Jego pamięci!

Dnia 6 kwietnia br. odbył się w Krakowie, staraniem Oddziału Krakowskiego Związku Mierniczych Rzpp. oraz Wydziału Pomiarów Urzędu Wojewódzkiego w sali

Muzeum Przemysłowego przy ulicy Smoleńsk nr 9, bardzo interesujący wykład inż. Teodora Błachuta ze Szwajcarii na temat: najnowszych kierunków i zdobyczy w rozwoju fotogrametrii.

Zebranych powitał w krótkich serdecznych słowach prezes Związku prof. inż. Mieczysław Wrona, po czym prelegent w godzinnej prelekcji ilustrowanej barwnymi przeźroczami w przepełnionej po brzegi sali, mieszczącej z górą 400 słuchaczy, zaznajomił zebranych z najnowszymi kierunkami rozwoju fotogrametrii oraz nowymi przyrządami i aparatami używanymi obecnie przy pracach fotogrametrycznych.

Wykład wywołał olbrzymie zainteresowanie i został nagrodzony gromkimi oklaskami całej sali.

Związek Mierniczych Krakowskich przy czynnej pomocy Wydziału Pomiarów pragnie zorganizować w najbliższym czasie szereg fachowych odczytów dla swoich członków z najnowszych fachowych dziedzin miernictwa i fotogrametrii. *Inż. A. Hollender*

VII Kongres Międzynarodowy Mechaniki Stosowanej odbędzie się w dniach 5—11 września 1948 r. w „Imperial College of Science and Technology" w Londynie.

Materiał naukowy Kongresu obejmuje referaty z prac osób uczestniczących z dziedzin następujących: 1) Sprężystość i plastyczność, 2) Aerodynamika, hydrodynamika i meteorologia, 3) Termodynamika, przenoszenie ciepła itp., 4) drgania, smarowanie i metody doświadczalne.

Przewiduje się także nie więcej jak 10 wykładów ujmujących ogólnie stan obecny wiedzy w dziedzinach powyższych.

Po Kongresie będą uczestnicy mieli sposobność zwiedzenia Instytutów Techniczno-naukowych takich jak: „The National Physical Laboratory", „the Royal Aircraft Establishment" i „the General Electric Research Laboratories".

Osoby pragnące uczestniczyć w Kongresie otrzymają formularze zgłoszenia z informacjami potrzebnymi od Sekretariatu Organizacyjnego. Pisać należy pod adresem:

The Organizing Secretary, VII International Congress of Applied Mechanics, Imperial College of Science and Technology, London S. W. 7.

Prof. dr inż. M. T. Huber

WAKACYJNY KURS NAUKOWY POLITECHNIKI GDAŃSKIEJ

Rektor i Rada Wydziału Inżynierii Lądowej i Wodnej urządza w dniach 2—15 sierpnia 1948 r. Wakacyjny Kurs Naukowy poświęcony zagadnieniom Inżynierii Wodnej dla pomocniczych sił naukowych Wyższych Uczelni Technicznych, pracowników naukowych Instytutów Badawczych i inżynierów interesujących się najnowszymi osiągnięciami z dziedziny budownictwa wodnego.

Program Kursu obejmuje łącznie około 40 godzin wykładów, a mianowicie z zagadnień budownictwa morskiego i portów, fundamentowania, mechaniki okruchów skalnych i gleby, hydrauliki stosowanej oraz geologii inżynierskiej.

Wykłady odbywać się będą w gmachu Politechniki w godzinach od 9—13 (3—4 godzin dziennie).

Dla uczestników Kursu zarezerwowane zostaną płatne kwatery w Domu Akademickim, Gdańsk-Wrzeszcz, ul. Sobieskiego 4 (w pobliżu Politechniki).

Uczestnicy Kursu będą mogli korzystać ze stołówki pracowników Politechniki Gdańskiej (obiady płatne).

Udział w Kursie, w związku z przewidzianymi subwencjami Ministerstwa Oświaty, Ministerstwa Komunikacji, Ministerstwa Żeglugi, jest bezpłatny.

Zgłoszenia na Kurs należy kierować do Komitetu Organizacyjnego Wakacyjnego Kursu Naukowego Politechniki Gdańskiej na adres Instytutu Wodnego Politechniki Gdańskiej, Gdańsk-Wrzeszcz, do dnia 30. VI. 1948 r.

Komitet Organizacyjny Kursu, w wypadku zbyt małej ilości zgłoszeń, zastrzega sobie prawo odwołania Kursu.

KSIĄŻKI NADESŁANE

„Planowanie przestrzenne — Plan krajowy I".

Wydana przez Ministerstwa Odbudowy, opracowana w Głównym Urzędzie Planowania Przestrzennego praca zbiorowa „Planowanie przestrzenne — Plan krajowy I" (Warszawa 1947) jest razem z „Studium planu krajowego", zeszyt I. zamknięciem pierwszego etapu prac nad projektem planu krajowego. Ze względu na konieczność zaspokojenia potrzeb bieżących przyjęto dla opracowania planu krajowego metodę, polegającą na wykonywaniu pracy w szeregu kolejnych przybliżeń, z których każde opiera się na studiach, możliwie równomiernie naświetlających wszystkie podstawowe elementy, składające się na plan krajowy, a każde następne zbliżą się coraz bardziej, doskonalej do celu. Praca zbiorowa obejmuje tak wyniki studiów w zakresie gospodarki surowcowej, produkcji rolnej, gospodarki leśnej, komunikacji i przemysłu, zagadnień społecznych i osadniczych, jak też przedstawia opartą na nich wstępną koncepcję planu krajowego.

Inż. Barbacki.

Inż. JÓZEF KAMLER „Instalacje wody ciepłej", wydawnictwo Ministerstwa Odbudowy, nr 12, wydanie I, format A4, str. 212, tablic XLI, rysunków 304, Warszawa 1947. Skład Główny Trzaska, Evert i Michalski oraz Eugeniusz Kuthan, Warszawa.

Z prawdziwym zadowoleniem zauważyliśmy ukazanie się wśród wielu nowych wydawnictw technicznych o powtarzających się nieraz tematach, pierwszej oryginalnej i obszernej pracy z dziedziny domowych urządzeń zdrowotnych. Wydawnictwo niewątpliwie bardzo aktualne w okresie odbudowy naszych miast i osiedli. Już nazwisko autora znanego i doświadczonego przemysłowca budowy takich urządzeń pozwalało przypuszczać, że temat potraktowany będzie bardziej od strony praktycznej niż teoretycznej. I tak jest istotnie. Autor podaje obszerne i szczegółowe opisy wielu urządzeń wody ciepłej zarówno jako całości jak i poszczególnych elementów składowych: kotły, armatura, rurociągi itp. Opisuje dokładnie różne sposoby nagrzewania wody ciepłej dla użytku domowego, w łaźniach, hotelach itp. Zapoznaje z praktycznym obliczeniem wielkości tych urządzeń oraz podaje przystępnie i wyczerpująco objaśnienia działania różnych systemów grzania wody użytkowej. Podane są opisy urządzeń prostych i skomplikowanych, starszych i nowoczesnych. Należy z uznaniem podnieść szczególnie opisy urządzeń nowoczesnych tej dziedziny u nas jeszcze mało znanych. Instalacje wody ciepłej w krajach o wyższej stopie życiowej uważane są jako normalne wyposażenie niemal każdego domu i są szeroko rozpowszechnione. Autor opracował bogaty materiał rysunkowy zebrany ze źródeł zagranicznych. Wiele z nich będzie zapewne nowością dla nie mających możliwości stałego obserwowania postępu i rozwoju instalacji zdrowotnych w literaturze obcej. Przyznać należy, iż dobór rysunków i ich wykonanie jest staranne co ułatwia korzystanie z książki.

Niestety należy zwrócić również uwagę na szereg błędów i nieścisłości, które tym bardziej rażą, jeśli widzi się wydawnictwo patronowane przez Ministerstwo Odbudowy. To ostatnie obowiązuje zarówno co do treści jak i formy. Słownictwo techniczne omawianej książki nie zawsze zgodne z terminologią u nas obowiązującą, a przyjętą przez P. N. i słowniki wydawane pod egidą Polskiej Akademii Nauk Technicznych i Komisję Słownictwa Technicznego PKN.

Opisy zjawisk fizycznych i termodynamicznych (Dz. I. i nast.) są często naukowo nieścisłe, a nawet błędne. Co prawda autor zastrzega się, iż temat chciał ująć popularnie i wydawnictwo nie ma pretensji do traktowania tego działu techniki ściśle naukowo, niemniej

jednak, a może właśnie dlatego, tym bardziej należałoby właśnie przestrzegać ściśle przyjętych definicji i oznaczeń naukowych. Mimo powołania się na poważne źródła (prof. Stefanowski) znajdujemy w książce nieścisłości oznaczeń i opisów, które w tych źródłach są jasno i wzorowo określone. Jednostką ciśnienia w układzie technicznym jest 1 kg/cm² i oznaczony jako 1 at., a nie jako 1 Atm co oznacza jednostkę ciśnienia w układzie fizycznym równą 760 mmHg czyli 1,0333 at. Jednostkę ilości ciepła uzgodniono nazywać kalorią, a nie ciepłostką i oznaczać przez Kal., a nie przez C. Literą C. oznacza autor równocześnie ilość „ciepłostek", okres czasu (str. 55), a także stopnie Celsiusza. Mimo, iż odczuwa się pochwały godną dążność autora do zachowania czystości języka to jednak obok błędów stylistycznych znajdujemy użyte liczne określenia, które w naszym piśmiennictwie nie przyjęły się np. „grzeiwo", „żarzomierz", „wiatrownica", „ciepłostka", „czeluść kotła" (zam. komora paleniskowa", „żeliwo kowalne" (zam. ciągliwe), „śrubczak", „śrubuczek", „zwążka", „wieszar", „efekt cieplny" lub „wartość ciepła" (zam. wartość opałowa lub ciepło spalania gazu), „płomyk stróżujący" (zam. płomyk zapalający) „zagroda zwężająca przekrój" (zam. zwężka), „hamowanie biegu gazu" (zam. dławienie), „cegły na sztorc", węglowodory pomieszano z węglowodanami (str. 10) itd. itd.

Zdumiewa nas powiedzenie autora: „ropę naftową wydobywa się u nas w Galicji" Jak widać południowa dzielnica Polski jeszcze w r. 1947 może nazywać się „Galicją" i to w oficjalnym wydaniu Ministerstwa Odbudowy. Czyżby autor zaczął pisać swe dzieło jeszcze przed pierwszą wojną światową i dotychczas nie zdołał poprawić manuskryptu?

Znajdujemy też błędy w tablicach cyfrowych (tab. XI, XXV i inne). Wskazanym byłoby podawanie w odnośnikach źródła pochodzenia tablic wzgl. innych danych cyfrowych.

Część obliczeniowa podana jest niedydaktycznie, bez ciągłości myśli technicznej (np. na str. 55 użyto wzorów objaśnionych dopiero na str. 63). Układ graficzny części obliczeniowej i druk wzorów oraz ich objaśnień nie stoi na poziomie wydawnictwa technicznego. Do składania tekstu z wzorami matematycznymi należy dobrać właściwą drukarnię.

Książka w swej treści, rozplanowaniu materiału, opracowaniu tematu jest cennym nabytkiem naszej literatury technicznej i zalecona być może nie tylko (jak autor skromnie podaje) młodym technikom, monterom i uczniom szkół fachowych, lecz również i architektom, starszym technikom, inżynierom praktykom i przedsiębiorcom. Bez przesady można powiedzieć, iż po wydaniu polskiego tłómaczenia „Podręcznika ogrzewania" H. Rietschla w r. 1933 jest to pierwsze obszerniejsze i poważniejsze opracowanie z dziedziny domowych urządzeń zdrowotnych. Oceniając je najżyczliwiej, pragniemy uwagami swymi spowodować, aby wydanie II-gie poprzedzone było staranną korektą zarówno treści, języka i stylu oraz błędów drukarskich których ilość w tekście jest znacznie wyższa niż zauważono w „Errata". Wskazanym byłoby, aby nowe wydanie przejrzane zostało przez fachowca będącego również naukowcem. Będzie można wówczas uznać wydawnictwo to za w pełni pożyteczne zarówno dla praktyków jak i w szkolnictwie zawodowym. *E. J. K.*

Inż. ppłk A. RABINOWICZ i inż. kpt. S. GUZEK, „Budowa lotnisk przez Amerykanów", wyd. Instytutu Badawczego Budownictwa, Warszawa 1947.

Uboga w dziale budowy lotnisk polska literatura techniczna zyskała w powyższej pracy cenny nabytek informacyjny o kraju, który potęgą swego lotnictwa i talentem organizacyjnym zdecydował o wyniku wojny, jakkolwiek przy jej wybuchu nie był pod względem wojskowym zupełnie przygotowany do wzięcia w niej udziału.

Treść książki obejmuje opis 3 etapów rozwojowych w budowie lotnisk a to: 1) etapu przedwojennego, dla niewielkiego lotnictwa cywilnego, 2) etapu wojennego, dla gwałtownie rozbudowanego lotnictwa bojowego, oraz 3) etapu powojennego, z jego olbrzymią ilością samolotów rozmaitych typów z okresu wojny, przy dalszym jej wzroście, przez nowo budowane samoloty.

Ich charakterystyka:

Etap przedwojenny. Istniejące lotniska cywilne dzieliły — się według wielkości na 4 klasy; do typu lotniska dostosowano wielkość jego powierzchni (225—300 ha), ilość i wymiary dróg startowych, rodzaj i grubość nawierzchni, odwodnienie i odstęp zabudowań.

Spekulacja właścicieli gruntów zmuszała nieraz państwo do zakładania lotnisk na nieużytkach, mimo konieczności stosowania na nich wysokich nasypów, wymagających sztucznego zagęszczenia.

Etap wojenny. Odróżnić tu należy budowę lotnisk na terenie wewnętrznym państwa i na terenach wojennych, a w szczególności w Anglii i w Afryce, przy uwzględnieniu wzrostu ilości samolotów z 20.000 w r. 1941, do 145.000 w r. 1943, a do 297.000 w r. 1945. Grunty pod lotniska na terenie wewnętrznym państwa zabezpieczano dzierżawą na lat 28. Wielkość lotnisk utrzymano mniej więcej w ramach przedwojennych tj. około 250 ha. Szybkiemu wzrostowi ilości samolotów nie nadążyła jednak budowa samodzielnych lotnisk; wynikła stąd potrzeba budowy dla tego celu utrwalonych pasów startowych wzdłuż dróg głównych, o dług. 900—1200 m.

Na terenach wojennych zjawisko to występowało jeszcze ostrzej, zwłaszcza przy ruchomych frontach. Tu konstruuje się zastępcze nawierzchnie dróg startowych. Dały ją ruchome szybko składalne pasy metalowe syst. Martsona, składające się z płyt stalowych o dł. 305 cm, szer. 38 cm, a grub. 3 mm, łączone ze sobą za pomocą specjalnych zamków, skonstruowanych na samych płytach.

Etap powojenny. Po ukończonej w r. 1945 wojnie stanęło państwo ze swym gigantycznym taborem 297.000 samolotów, mającym w najbliższych latach wzróść do liczby 400.000, wśród których znajdują się z jednej strony olbrzymy o cięż. 200 ton, a rozpiętości skrzydeł 96 m, z drugiej zaś strony małe 1-motorowe samoloty-autożyra i helikoptery, nie wymagające praktycznie żadnych lotnisk i dróg startowych,— przed problemem takiej rozbudowy lotnisk i dróg lotniczych, by większość z tych samolotów mogła być wciągnięta do służby transportowo-komunikacyjnej.

Problemy te rozwiązywane przez najlepszych fachowców amerykańskich — stały się trudniejsze niż przed wojną, stawia się bowiem obecnie między innymi także żądanie, by lotniska znalazły się nie poza obrębem miast, lecz w ich wnętrzu, jak najbliżej interesenta.

Wydawca: Naczelna Organizacja Techniczna, Oddział w Krakowie i Krakowskie Towarzystwo Techniczne — Kraków, Straszewskiego 28. — Redaguje: Komitet.
Adres Redakcji i Administracji: Kraków, Straszewskiego 28. — Red. odp. Inż. Br. Kopyciński, tel. 538-82.
Prenumeratę przyjmuje: Administracja. — Konto PKO Nr IV-1140.
Cena numeru podwójnego 100 zł. — Prenumerata kwartalna 150 zł.

Drukarnia Uniwersytetu Jagiellońskiego pod zarządem Karola Kiecia
M-47604

Zrzeszenie Przedsiębiorstw Budowlanych Województwa Krakowskiego z siedzibą w Krakowie przy ul. Długiej 1. I. piętro — zawiadamia, że członkami jego są następujące aktywne firmy budowlane i instalacyjne:

1. **»Budowle Przemysłowe«** Sp. z o. o.	Kraków — Plac Jabłonowskich 4.
2. **»Budowle Nad- Podziemne i Komunikacyjne«. Ska budowl.**	Kraków — ul. Kazimierza W. 15.
3. **Budowlana Ska z O. O. »Dom«**	Kraków — ul. Garbarska 12.
4. **Drzewiecki i Jeziorański — Przedsiębiorstwo Budowl.-Instalacyjne.** Ska Akc. Oddział w Krakowie	Kraków — Al. Słowackiego 1.
5. **Przedsiębiorstwo Budowlane »Dźwigar«**	Kraków — ul. Grabowskiego 5.
6. **Józef Elsner — Budowle Fabryczne**	Kraków — ul. Długa 27.
7. **»Eukos« Biuro Techniczne i Przedsiębiorstwo Instalacyjne. Inż. E. J. Kostewicz**	Kraków — ul. św. Marka 31.
8. **Towarzystwo Budowy Pieców Przemysłowych i Urządzeń Hutniczych »Ignis«.** Sp. z o. o.	Kraków — ul. Długa 55.
9. **Przedsiębiorstwo robót budowl. Inż. B. Kopyciński i J. Jeleński**	Kraków — ul. Floriańska 24.
10. **Spójnia Budowlana — Mączyński i Ska.** Ska z o. o.	Kraków — ul. Sarego 5.
11. **Przedsiębiorstwo robót budowlanych. Inż. Wacław Nowakowski**	Kraków — ul. Grottgera 22.
12. **Architekt Maksymilian Peterek, rząd. upow. budow. Przedsiębiorstwo budow. i biuro architektoniczne**	Kraków — ul. św. Krzyża 10.
13. **Zespół Inżynieryjno-Budowlany. Inż. Polański Stefan i Węglarski Stefan.** Ska z o. o.	Kraków — ul. Grodzka 62.
14. **Przedsiębiorstwo Robót Inżynieryjno-Budowlanych. Inż. Arch. Tadeusz Rutkowski**	Kraków — ul. św. Gertrudy 8.
15. **Inż. Dypl. Zygmunt Skąpski.** Rząd. upow. cywil. inżynier budowy	Kraków — Bronowice Małe Aleja Wyspiańskiego 3.
16. **Towarzystwo Robót Inżynierskich i Budowlanych »Trib«.** Ska z o. o.	Kraków — ul. św. Bronisławy 26.
17. **Przedsiębiorstwo Robót Inżynieryjnych »Wspólna Praca«.** Ska z o. o.	Kraków — ul. Dunin-Wąsowicza 2.
18. **Przędsiębiorstwo Budowlane. Inż. St. Żeleński i W. Pogany**	Kraków — ul. Stolarska 15.
19. **Konc. Zakład Gazu i Wodoc. oraz Pracownia Blacharska. Wincenty Cegielski**	Kraków — ul. Grodzka 9.
20. **Przedsiębiorstwo Robót Budowlanych. Tadeusz Sikora**	Kraków — ul. Felicjanek 6.
21. **Przedsiębiorstwo Przemysłowo-Budowlane »Sołtys«**	Kraków — ul. Dietla 115.
22. **»Biuro Techniczne« Budowy nad- i podziemne. Homański Władysław i Ska**	Kraków — ul. Krzywa 12.
23, **Roboty Inżynieryjno-Budowlane »Stalbet«**	Kraków — ul. Długosza 6.
24, **Przedsiębiorstwo Budowlone »Mur«**	Kraków — ul. Sarego 17.
25. **Przedsiębiorstwo Budowlane. Bud. J. Wyspiański i Arch. Kurleto**	Kraków — ul. Zamojskiego 7.
26. **Przedsiębiorstwo Budowlane. Bud. Władysław Sordyl**	Andrychów — ul. Batorego 522.
27. **Konc. Przedsiębiorstwo Budowl. Wiktor Błasiak i Syn**	Żywiec-Isep — ul. Handlowa 7.
28. **Przedsiębiorstwo Budowlane. Wincenty Małysa**	Lachowice 302.
29. **Przedsiębiorstwo Budowlane. Inż. Edward Turzański**	Olkusz — Skwer 5.
30. **Przedsiębiorstwo Robót Arch. Budowlanych. Arch. Humnicki Wł. i Ska.**	Kraków — ul. Dietla 99.